



UNIVERSIDADE DA CORUÑA

Departamento de Métodos Matemáticos y de Representación

Programa de doctorado en Ingeniería Civil

TESIS DOCTORAL

Desarrollo de un modelo dual 1D/2D para el cálculo del
drenaje urbano: modelo numérico y validación experimental

AUTOR : Ignacio Fraga Cadórniga

DIRECTORES: Luis Cea Gómez

Jerónimo Puertas Agudo

A Coruña, Mayo del 2015

Agradecimientos

Con la conclusión de esta tesis es inevitable echar la vista atrás. El recuerdo de estos últimos años me lleva a intentar agradecer lo mejor posible el apoyo recibido de tanta gente de una u otra forma.

En primer lugar y de forma muy especial a mis padres y mi hermano. No sólo por estar siempre a mi lado y darme su apoyo, sino por la suerte que considero tener tan cerca los mejores ejemplos de humildad, esfuerzo y generosidad que una persona puede necesitar. Muchísimas gracias de todo corazón.

He crecido con un grupo de amigos a los que me gustaría agradecer su apoyo y los buenos momentos que hemos pasados juntos en estos casi 30 años. Brais, Jaco, Lúa, Nodar, Mou, Ana(s), Lucía, Tix, Gandoy, Elena, Javi, Pablo, Lucía, Irene.. muchísimas gracias por todo...y por lo que aún está por venir.

La etapa de doctorado he tenido la suerte de compartir departamento con grandes investigadores y mejores personas. Gracias a los que aún están (Fer, José, María, Adri, Andrés) y a los que pasaron (Bruño, Hector, Luis, Marta, Inés, Javi, Lucía, Antía).

Gracias a mis tutores, Luis Cea y Jerónimo Puertas, por la supervisión, apoyo y confianza que depositaron en mí a lo largo de la tesis.

En los años 2013 y 2014 hice sendas estancias en la Universidad de Canterbury (Nueva Zelanda) de las que guardo un grato recuerdo. Muchísimas gracias Ash, Tom, Louise, Ben, Patrick, Mauricio. Conseguisteis que me sintiese como en casa desde el primer día y me ayudasteis a descubrir un país precioso.

Gracias al personal del CITEEC por su paciencia con los ensayos (Esteban, Dani, Miguel, Paula, Gonzalo, Jose María, Bárbara...), a María Recarey por su ayuda con los ensayos y su buen humor, y a la gente del Cartolab, grandes compañeros de sobremesas (Adri, Jorge, Dani, Alberto).

Resumen corto

En la presente tesis se desarrolló un modelo numérico para calcular el drenaje dual en cuencas urbanas. Dicho modelo está formado por dos modelos acoplados: un modelo bidimensional de flujo en superficie y un modelo unidimensional de flujo en colectores. El acoplamiento de ambos modelos permite un intercambio de masa bidireccional entre la superficie y la red de colectores.

El modelo de drenaje dual desarrollado se validó utilizando ensayos realizados sobre un segmento de calle con un simulador de lluvia artificial, construido a escala real en laboratorio. En dichos ensayos se midieron los calados en diferentes puntos de la superficie de la calle y los calados y caudales en la red de drenaje, tanto en lámina libre como en carga. Para medir los calados y caudales en la red de colectores se desarrolló una metodología no-intrusiva basada en el uso de velocímetros doppler de ultrasonidos. Finalmente se aplicó el modelo desarrollado en una cuenca urbana en la localidad de Fene (situada en el Noroeste de España), evaluando la sensibilidad a diferentes parámetros y la incertidumbre de los resultados del modelo.

Resumo curto

Na presente tese desenrolouse un modelo numérico para calcular a drenaxe dual en concas urbanas. Dito modelo está formado por dous modelos acoplados: un modelo bidimensional de fluxo en superficie e un modelo unidimensional de fluxo en colectores. O acoplamento entre ambos modelos permite o intercambio de masa bidireccional entre a superficie e a rede de colectores.

O modelo de drenaxe dual desenrolado validouse empregando ensaios realizados sobre un segmento de rúa cun simulador de choiva artificial, construído a escala real en laboratorio. En ditos ensaios medíronse os calados en diferentes puntos da superficie da rúa e os calados e caudais na rede de drenaxe. Para medir os calados e os

caudais na rede de colectores desenrolouse unha metodoloxía non intrusiva baseada no uso de velocímetros doppler de ultrasóns. Finalmente aplicouse o modelo desenrolado nunha conca urbana na localidade de Fene (situada no Noroeste de España), avaliando a sensibilidade a diferentes parámetros e a incertidume dos resultados do modelo.

Short summary

In the present PhD dissertation, a numerical model to compute the dual drainage in urban basins was developed. The referred model consists of two coupled models: a bidimensional surface flow model and a one-dimensional sewer flow model. The coupling of both models allows a bidirectional mass interchange between the surface and the sewer network.

The dual drainage model was validated with experiments performed in a street segment with an artificial rainfall simulator, built at real scale in laboratory. In these experiments, water depths in different points of the street surface and water depths and discharges in the sewer network were measured, under both free surface and pressure flows. To determine the water depths and discharges in the sewer network, a non-intrusive methodology using ultrasonic doppler velocimeters was developed. Finally, the developed model was applied to an urban catchment in the locality of Fene (in the North West of Spain), evaluating the model sensitivity to different parameters and the uncertainty of the model outputs.

Índice

Capítulo 1. Resumen y conclusiones	1
1.1 Introducción y objetivos.....	1
1.2 Resumen.....	3
1.3 Conclusiones.....	6
1.4 Futuras líneas de trabajo.....	8
Capítulo 1. Resumo e conclusións.....	11
1.1 Introducción e obxectivos.....	11
1.2 Resumo.....	13
1.3 Conclusións.....	16
1.4 Futuras liñas de traballo.....	18
Chapter 1. Summary and conclusions.	21
1.1 Introduction.....	21
1.2 Summary	23
1.3 Conclusions.....	25
1.4 Future work topics	27
Capítulo 2. Estado del conocimiento.....	29
2.1 Introducción	29
2.2 Modelos de drenaje urbano agregados y semi-distribuidos	29
2.3 Modelos de drenaje urbano distribuidos.....	31
2.4 Modelos de drenaje urbano dual.....	33
2.5 Estudios experimentales	37
2.6 Resumen y conclusiones	41
Capítulo 3. Descripción del modelo de drenaje dual	43
3.1 Introducción	43
3.2 Modelo de flujo en superficie	44
3.2.1 Ecuaciones de flujo.....	45
3.2.2 Esquemas numéricos.....	45
3.2.3 Fricción de fondo.....	46
3.3 Modelo de flujo en colectores	48

3.3.1	Ecuaciones	49
3.3.2	Esquemas numéricos	51
3.3.3	Uniones de conductos	66
3.4	Acoplamiento de los modelos de drenaje	67
3.4.1	Ecuaciones	68
3.4.2	Sincronización de tiempos de cálculo	72
3.5	Resumen y conclusiones	73
Capítulo 4. Validación del modelo de drenaje dual		75
4.1	Introducción	75
4.2	Descripción de la campaña experimental	76
4.2.1	Descripción de la instalación	76
4.2.2	Simulador de lluvia artificial	79
4.2.3	Topografía de la superficie	82
4.2.4	Instrumentación	84
4.2.5	Caracterización de la rugosidad	91
4.2.6	Descripción de los ensayos	97
4.3	Resultados y validación del modelo	98
4.3.1	Calados en la superficie	99
4.3.2	Caudales en la red de colectores	111
4.3.3	Calados en la red de colectores	117
4.4	Resumen y conclusiones	122
Capítulo 5. Análisis de sensibilidad e incertidumbre del modelo dual en una cuenca urbana		125
5.1	Introducción	125
5.2	Descripción de la cuenca	125
5.2.1	Instrumentación	129
5.2.2	Modelo numérico de la cuenca	132
5.3	Análisis de sensibilidad	134
5.3.1	Descripción del análisis de sensibilidad	134
5.3.2	Resultados del análisis de sensibilidad	136
5.4	Calibración del modelo numérico	142
5.4.1	Descripción de la metodología GLUE	143
5.4.1	Evaluación de los parámetros subjetivos de la metodología GLUE	144

5.4.2	Resultados de la calibración	150
5.5	Aplicación del modelo dual calibrado	152
5.6	Resumen y conclusiones	157
Referencias bibliográficas.....		159
Apéndice 1. Influencia de la parametrización del campo de velocidad y las correcciones de las medidas con UDV en la metodología descrita en Fraga et al. (2014)		177
A1.1	Parametrización del campo de velocidades.....	177
A1.2	Influencia de las correcciones aplicadas	182
Apéndice 2. Características de la red de colectores de Fene		187
Apéndice 3. Listado de publicaciones		193

Índice de figuras

Capítulo 2

Figura 2.1 Situación real (A), simplificación de un modelo agregado (B), semi-distribuido (C) y distribuido (D).	31
Figura 2.2 Ejemplo de flujo unidimensional (izquierda) y bidimensional (derecha). Fotografías correspondientes a las inundaciones de Diciembre del 2013 en Vigo y Vilagarcía de Arousa.....	37
Figura 2.3 Fotografía de caudalímetro antes de la puesta en servicio (izquierda) y una vez colocado (derecha). Fotografías extraídas de Del Río (2011).....	40
Figura 2.4 Fotografía del montaje utilizado en Cea et al. (2010b) (izquierda) e Ishigaki et al. (2003) (derecha).	41

Capítulo 3

Figura 3.1 Esquema del modelo de drenaje dual.	44
Figura 3.2. Definición del ángulo θ , anchura de la superficie libre (B), perímetro mojado (P_m) y calado (h) en un conducto circular de diámetro (d).	50
Figura 3.3 Esquema de las variables empleadas para calcular los flujos en los contornos de cada celda.....	53
Figura 3.4 Esquema de las variables empleadas para el cálculo de los flujos en los contornos.	57
Figura 3.5 Casos considerados en el cálculo de flujo en presión.	60
Figura 3.6 Flujo de entrada supercrítico en lámina libre.....	61
Figura 3.7 Casos considerados en el cálculo del flujo de salida supercrítico en lámina libre.	62
Figura 3.8 Casos considerados en el cálculo del flujo de salida subcrítico en lámina libre.	64
Figura 3.9 Casos considerados en el cálculo del flujo de entrada subcrítico en lámina libre.	65
Figura 3.10 Definición de la cota de coronación.	69
Figura 3.11 Ejemplos de elevación en el acoplamiento definida por la elevación del imbornal.	69
Figura 3.12 Ejemplos de elevación en el acoplamiento definida por la elevación de la superficie.....	70

Figura 3.13 Esquema de una unión en vertedero con entrada (izquierda) y salida (derecha) de agua de la red.	70
Figura 3.14 Esquema de una unión en vertedero sumergido con entrada (izquierda) y salida (derecha) de agua de la red.	71
Figura 3.15 Evoluciones de pasos de tiempo en los modelos de superficie y de colectores, con una sincronización impuesta por el modelo en superficie (izquierda) o de colectores (derecha).	72

Capítulo 4

Figura 4.1 Esquema de la instalación.	77
Figura 4.2 Fotografías del segmento de calle: F1 (izquierda) y F2 (derecha), indicando los principales elementos.....	78
Figura 4.3 Medida de la intensidad de lluvia en la superficie (izquierda) y distribución de la intensidad de lluvia (en mm/h) para las boquillas del tipo 50WSQ (derecha).	81
Figura 4.4 Canal de escorrentía situado en la cabecera de la calle.....	82
Figura 4.5 Topografía medida en la superficie (izquierda) y posicionador sin el sensor de ultrasonidos acoplado (derecha).	83
Figura 4.6 Posición de las sondas de medida de los calados en superficie (S1-S6) y de los UDV en los colectores (P1-P5).	84
Figura 4.7 Soportes para los sensores de ultrasonidos.....	85
Figura 4.8 Sonda de presión y depósito de salida.	86
Figura 4.9 Esquema de funcionamiento del UDV. L_v corresponde a la anchura de los volúmenes de control.	87
Figura 4.10 Fotografía del soporte en una de los colectores (izquierda), esquema del montaje (centro) y ángulos del haz de ultrasonidos en los diferentes medios (derecha).	89
Figura 4.11 Vista en planta del canal.....	93
Figura 4.12 Esquema del canal.	93
Figura 4.13 Coeficientes de Manning frente a números de Reynolds de la acera y de la calzada.....	95
Figura 4.14. Detalle de la acera (izquierda) y del flujo en los canales entre baldosas (a) y sobre las mismas (b).....	96
Figura 4.15 Campos de calados calculados al final de la 1ª fase de los ensayos R1, R2 y R3.....	100
Figura 4.16 Detalle de los calados calculados (en mm) en la zona de acumulación entre los sumideros 1 y 2) al final de la primera fase de los ensayos R1-R3.	101

Figura 4.17 Campos de calados y vectores de velocidad calculados al final de la 2ª fase de los ensayos R1, R2 y R3.	101
Figura 4.18 Variación de calados al final de la segunda fase de los ensayos con respecto al final de la primera fase.	102
Figura 4.19 Campos de calados y vectores de velocidad calculados al final de la 1ª fase de los ensayos RR1 y RR2	103
Figura 4.20 Campos de calados y vectores de velocidad calculados al final de la 2ª fase de los ensayos RR1 y RR2.	103
Figura 4.21 Incremento de calado en la superficie de la calle tras la entrada en carga de la red de colectores en los ensayos RR1 (izquierda) y RR2 (derecha).....	104
Figura 4.22 Evolución de calados en el punto S1 durante la fase 1 (izquierda) y 2 (derecha) de los ensayos.....	106
Figura 4.23 Evolución de calados en el punto S3 durante la fase 1 (izquierda) y 2 (derecha) de los ensayos.....	106
Figura 4.24 Evolución de calados en el punto S5 durante la fase 1 (izquierda) y 2 (derecha) de los ensayos.....	107
Figura 4.25 Evolución de calados en el sumidero 1 durante la fase 1 (izquierda) y 2 (derecha) de los ensayos.....	108
Figura 4.26 Evolución de calados en el sumidero 2 durante la fase 1 (izquierda) y 2 (derecha) de los ensayos.....	109
Figura 4.27 Comparación de calados medidos y calculados al final de la primera fase de los 5 ensayos..	110
Figura 4.28 Comparación de calados medidos y calculados al final de la segunda fase de los 5 ensayos.	111
Figura 4.29 Evolución de los caudales medidos y calculados en los colectores 1 (izquierda) y 2 (derecha) durante la primera fase de los ensayos.	112
Figura 4.30 Evolución de los caudales medidos y calculados en el colector 3 durante la primera fase de los ensayos de sólo lluvia (izquierda) y lluvia con escorrentía (derecha).	114
Figura 4.31 Evolución de los caudales medidos y calculados en los colectores 4 (izquierda) y 5 (derecha) durante la primera fase de los ensayos.	115
Figura 4.32 Evolución de calados durante la primera fase de los ensayos en el colector 1 (izquierda) y 2 (derecha).	118
Figura 4.33 Evolución de los calados en los colectores 1 (izquierda) y 2 (derecha) en la segunda fase de los ensayos.	119
Figura 4.34 Evolución de los calados en el colector 3 durante la primera (izquierda) y segunda (derecha) fases de los ensayos de sólo lluvia.	120

Figura 4.35 Evolución de calados durante la primera fase de los ensayos en el colector 4 (izquierda) y 5 (derecha).	121
Figura 4.36. Evolución de los calados en los colectores 4 (izquierda) y 5 (derecha) en la segunda fase de los ensayos.	122

Capítulo 5

Figura 5.1 Esquema de situación y extensión de la cuenca estudiada.....	126
Figura 5.2 Superficies permeables e impermeables de la cuenca	126
Figura 5.3 Fotografías de la superficie de la cuenca.	127
Figura 5.4 Topografía de la zona obtenida a partir de datos LIDAR. Elevaciones en metros con respecto al nivel medio del mar.....	127
Figura 5.5 Distribución de longitudes (izquierda) y pendientes (derecha) en los colectores de la red.	128
Figura 5.6 Localización de los sumideros en la cuenca y esquema de la red de drenaje.	129
Figura 5.7 Hietogramas e hidrogramas experimentales de los eventos empleados para la calibración del modelo.	131
Figura 5.8 Calados máximos calculados (en centímetros) en los eventos de lluvia E1 -E4.....	138
Figura 5.9 Media de la las funciones de probabilidad calibradas de los parámetros en función del umbral de aceptación.....	146
Figura 5.10 Número de simulaciones aceptadas (izquierda) e índice NSE del hidrograma q_{50} (derecha) en función del umbral de aceptación.....	147
Figura 5.11 Amplitudes media (izquierda) y máxima (derecha) del intervalo de confianza del 95% en función del umbral de aceptación.	148
Figura 5.12 Variación del porcentaje de datos experimentales dentro del intervalo de confianza del 95% (cobertura experimental) en función del umbral de aceptación.....	148
Figura 5.13 Media de los parámetros w_o (superior izquierda) y n_i (superior derecha), amplitud media del intervalo de confianza del 95% (inferior izquierda) e índice NSE del hidrograma q_{50} (inferior derecha) en función del factor de forma.....	149
Figura 5.14 Funciones de probabilidad acumulada de los parámetros calibrados. La línea discontinua corresponde a una distribución uniforme.	151
Figura 5.15 Comparación de hidrogramas de calibración a la salida de la red. Los círculos corresponden a valores de caudal medidos, la línea continua la mediana de los hidrogramas de las simulaciones aceptadas y las áreas sombreadas al intervalo de confianza de 95%.	152

Figura 5.16. Comparación de hidrogramas en el evento E5. Los círculos corresponden a valores de caudal medidos y el área sombreada al intervalo de confianza del 95%.....	153
Figura 5.17. Comparación de hidrogramas en el evento E6. Los círculos corresponden a valores de caudal medidos y el área sombreada al intervalo de confianza del 95%.....	154
Figura 5.18. Comparación de hidrogramas en el evento E7. Los círculos corresponden a valores de caudal medidos y el área sombreada al intervalo de confianza del 95%.....	155
Figura 5.19. Límite superior del intervalo de confianza del 95% de los calados máximos en superficie durante el evento E5.	156
Figura 5.20. Límite superior del intervalo de confianza del 95% de los calados máximos en superficie durante el evento E6.	156
Figura 5.21. Límite superior del intervalo de confianza del 95% de los calados máximos en superficie durante el evento E7.	157

Apéndice 1

Figura 1A.1 Esquema de la instalación.....	178
Figura 1A.2 Parametrizaciones propuestas para determinar los campos de velocidades: criterio 1 (izquierda), 2 (centro) y 3 (derecha).....	179
Figura 1A.3 Variables empleadas en la segunda parametrización propuesta del campo de velocidades.....	180
Figura 1A.4 Parametrización del campo de velocidades con el tercer criterio (izquierda) a partir del perfil de velocidades del sensor central (derecha). ..	181
Figura 1A.5 Distancias determinadas directamente por el UDV (izquierda) y con la corrección propuesta en Wang et al. (2003) (derecha).	183
Figura 1A.6 Esquema de la corrección propuesta en Nowak (2003), donde solo una parte del volumen de control está incluido en el líquido.	185

Índice de tablas

Capítulo 4

Tabla 4.1 Características de los colectores de la red de drenaje.	79
Tabla 4.2 Características geométricas de los sumideros.....	79
Tabla 4.3 Tamaño de gota, velocidad de caída (según fabricante) y coeficientes de uniformidad de cada boquilla.	81
Tabla 4.4 Coordenadas de los puntos de medida en la superficie de la calle.....	85
Tabla 4.5 Velocidades de propagación y ángulos del haz en los diferentes medios. D corresponde al diámetro interior del conducto.....	89
Tabla 4.6 Coeficientes de Manning (en $\text{sm}^{-1/3}$) obtenidos para la calzada de hormigón.....	94
Tabla 4.7 Coeficientes de Manning (en $\text{sm}^{-1/3}$) obtenidos para la acera.....	95
Tabla 4.8 Calados y coeficientes de Manning en los colectores 1 y 3.....	97
Tabla 4.9 Características de los ensayos empleados para la validación del modelo numérico.	98
Tabla 4.10 Diferencias medias absolutas y relativa de caudales en los colectores 1 y 2.....	113
Tabla 4.11 Diferencias medias absolutas y relativa de caudales en el colector 3.....	114
Tabla 4.12 Caudales y tiempos de los flujos inversos en el colector 3.....	115
Tabla 4.13 Diferencias medias absolutas y relativa de caudales en los colectores 4 y 5.....	116
Tabla 4.14 Caudales medios en los estados estacionarios de los colectores 4 y 5.....	116
Tabla 4.15 Diferencias medias absolutas y relativa de los calados en los colectores 1 y 2.....	118
Tabla 4.16 Diferencias medias absolutas y relativa en los calados de los colectores 3 y 4.....	121

Capítulo 5

Tabla 5.1 Características de los sucesos de lluvia empleados para calibrar y validar el modelo.	130
Tabla 5.2 Rangos de variación de los parámetros calibrados.	133
Tabla 5.3 Índices de sensibilidad del NSE a los parámetros referidos en la Tabla 5.2.	137

Tabla 5.4. Índices de sensibilidad de Q_p y V_T a los parámetros referidos en la Tabla 5.2	139
Tabla 5.5. Índices de sensibilidad de NSE para diferentes grupos de parámetros	141
Tabla 5.6 Índices de sensibilidad de Q_p para diferentes grupos de parámetros.....	141
Tabla 5.7 Índices de sensibilidad de V_T para diferentes grupos de parámetros	142
Tabla 5.8 Índices NSE y porcentajes de cobertura en los eventos de calibración.	152
Tabla 5.9 Índices NSE y porcentajes de cobertura en los eventos de validación.....	155

Apéndice 1

Tabla 1A.1 Caudales empleados para el estudio de la parametrización de las velocidades.....	178
Tabla 1A.2 Caudales calculados con los tres criterios descritos: empleando una malla estructurada (C1), asumiendo una ley exponencial de velocidad (C2) o definiendo curvas de isovelocidad (C3).....	182
Tabla 1A.3 Caudales calculados con y sin la corrección de las distancias descrita en Wang et al. (2003).....	184
Tabla 1A.4 Caudales calculados con y sin la corrección descrita en Nowak (2002). Los valores entre paréntesis corresponden a las diferencias porcentuales.	186
Tabla 1A.5 Calados calculados con y sin la corrección descrita en Nowak (2002). Los valores entre paréntesis corresponden a las diferencias porcentuales.	186

Apéndice 2

Tabla 2A.1 Coordenadas UTM (Datum WGS84), cota de fondo y alturas de los imbornales de la red	187
Tabla 2A.2 Características de la red de colectores. I_E e I_S corresponden a los imbornales de entrada y salida respectivamente, z_1 y z_2 a las cotas de unión con dichos imbornales y D al diámetro de dichos colectores.	190

Capítulo 1. Resumen y conclusiones

1.1 Introducción y objetivos

El aumento de la población urbana, así como la tendencia a modelos de asentamiento con una mayor dispersión, ha incrementado de manera importante la impermeabilidad de las cuencas hidrográficas durante los últimos años. La urbanización de una cuenca tiene dos efectos inmediatos en el drenaje de la misma. Por una parte la reducción en la extensión de áreas permeables reduce la cantidad de agua que se infiltra en el terreno, lo que resulta en un aumento de los volúmenes de escorrentía que deben ser gestionados. Por otra parte se reduce la laminación de las avenidas al disminuir la fricción con la superficie, incrementando las puntas de caudal y reduciendo los tiempos de concentración.

A mediados del siglo XX casi 1,000 millones de personas vivían en ciudades. En sólo 50 años la población urbana se triplicó. El Banco mundial estima que en el año 2030 la población urbana se habrá incrementado hasta alcanzar los 5,000 millones de personas, lo que supondrá un 70% de la población mundial.

Este incremento de la población urbana, unida a los efectos anteriormente descrito de la urbanización de las cuencas, ha supuesto un aumento significativo en las exigencias a las que deben hacer frente los sistemas de drenaje. Desgraciadamente, el desarrollo de las infraestructuras asociadas no ha seguido el ritmo del proceso urbanizador y muchos sistemas de drenaje son actualmente insuficientes. Una gestión ineficaz de las aguas de escorrentía en cuencas urbanas tiene importantes consecuencias tanto para la población (en forma de inundaciones) como para el medio ambiente (afección a la calidad de las aguas del medio receptor).

El impacto económico y medioambiental que suponen estas deficiencias agudiza la necesidad de desarrollar herramientas que permitan comprender y predecir el

conjunto de procesos que tienen lugar en los sistemas de drenaje. Dentro de estas herramientas, los modelos numéricos constituyen una excelente opción para el análisis y planificación de sistemas urbanos de drenaje. Dichos modelos permiten tanto el estudio de sistemas ya existentes como el análisis de alternativas para su mejora o la evaluación del efecto generado por futuros cambios en las condiciones de urbanización y climáticas.

La presente tesis comprendió el desarrollo y validación de un modelo numérico de drenaje urbano que pueda ser empleado como herramienta para el análisis, gestión y diseño de infraestructuras de drenaje. En base a ello se establecieron tres objetivos principales en esta tesis. El primero de los objetivos consistió en desarrollar un modelo numérico capaz de simular el drenaje dual en cuencas urbanas. El drenaje dual considera dos sistemas de drenaje: el llamado sistema mayor, que corresponde a la superficie, y el sistema menor, que corresponde a la red de colectores. El modelo numérico consta de un modelo de flujo para cada sistema de drenaje, acoplados mediante formulaciones de orificio y vertedero. El modelo de flujo en superficie calcula la transformación de lluvia-escorrentía y los campos de calados y velocidades resultantes en la superficie. El modelo de flujo en colectores determina los caudales y calados en la red de drenaje, así como el intercambio de masa entre la superficie de la cuenca y la red de drenaje. El modelo de flujo en superficie ha sido desarrollado y validado en estudios anteriores a esta tesis (Cea et al. 2007, 2010b), mientras que el modelo del flujo en colectores y su acoplamiento al modelo de flujo en superficie es un resultado original de esta tesis.

La aplicación del modelo de flujo en superficie puso de manifiesto la limitación del uso de coeficientes de rugosidad constantes en ciertos problemas de drenaje urbano. Esto resultó en un objetivo secundario de la tesis, que consistió en la implementación de una formulación variable de la rugosidad en el modelo de flujo en superficie.

El segundo objetivo consistió en validar el modelo numérico de drenaje dual. Para ello se plantearon una serie de ensayos sobre un modelo físico de un segmento de calle a escala real construido en el Laboratorio de Hidráulica del Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil (CITEEC) de la Universidad de A Coruña. De este segundo objetivo principal se derivó otro objetivo secundario: el desarrollo de una metodología para la determinación del caudal y el calado en colectores circulares de manera no intrusiva empleando Velocímetros Doppler de Ultrasonidos (UDV).

El tercer objetivo correspondió al análisis de sensibilidad e incertidumbre del modelo numérico. Para ello se modelizó una cuenca urbana en la localidad de Fene (Ferrol) con el modelo numérico de drenaje. La cuenca está compuesta por un segmento de carretera con viales de acceso y calles residenciales. La influencia de cada parámetro se analizó con un análisis de sensibilidad global. Mediante la metodología GLUE (Beven y Binley, 1992) se calibró el modelo y se determinaron los intervalos de confianza de los resultados calculados.

Los objetivos expuestos se enmarcan dentro del objetivo último de comprender y caracterizar la modelización numérica de los procesos que intervienen en el drenaje urbano. Aunque es necesario continuar la investigación presentada, la aportación de esta tesis contribuyó a desarrollar una herramienta informática para el estudio y planificación de sistemas de drenaje urbano, validar dicha herramienta y analizar sus capacidades y limitaciones. Asimismo, se han generado una serie de datos experimentales que pueden servir para la validación de modelos de drenaje desarrollados por otros grupos de investigación.

1.2 Resumen

La presente tesis doctoral se estructura en 5 capítulos. En el capítulo 1 se realiza una síntesis del documento que incluye un resumen del trabajo desarrollado, la recopilación de las conclusiones más importantes, una descripción de las futuras líneas

de trabajo y un listado de las publicaciones que componen la tesis. Este capítulo está escrito en castellano, gallego e inglés.

En el capítulo 2 se presenta una revisión del estado del conocimiento acerca de los modelos existentes para el estudio y planificación del drenaje urbano. Dentro de esta revisión en primer lugar se describen los diferentes tipos de modelos existentes (agregados, distribuidos y duales), analizando las limitaciones y fortalezas de cada tipo. Por otra parte se realiza una revisión de los estudios de validación de los modelos de drenaje dual, dentro de los que se incluyen estudios de laboratorio y validaciones con datos de campo.

En el capítulo 3 se describe el modelo numérico de drenaje urbano dual desarrollado en la presente tesis. La descripción del modelo de flujo en superficie se realiza de manera más breve por tratarse de un modelo ya desarrollado, remitiendo a las referencias indicadas para una descripción más detallada. El modelo de flujo en superficie es un modelo bidimensional. Las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad se resuelven con un esquema de volúmenes finitos que discretiza los flujos mediante un esquema descentrado de Roe. El modelo calcula la transformación de lluvia-escorrentía teniendo en cuenta procesos de infiltración. La formulación implementada para el tratamiento de los frentes seco-mojado, de gran importancia en los procesos de drenaje urbano, es estable y no-difusiva. El modelo de flujo en superficie incorpora una formulación de la fricción de fondo variable para capturar el incremento de la fricción en flujos someros. El desarrollo e implementación de dicha formulación se presentó en Fraga et al. (2013), incluido en la presente tesis. El modelo de flujo en colectores resuelve las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales mediante un método de volúmenes finitos de tipo Godunov con un esquema explícito en tiempo. Los flujos de masa y de cantidad de movimiento se calculan empleando una versión modificada del esquema HLL descrita en Sanders y Bradford (2010), imponiendo condiciones adicionales en las uniones entre los colectores y los pozos

según las condiciones de flujo. La entrada en carga de los colectores se modeliza mediante la aproximación TPA (Two Component Pressure Approach). El acoplamiento entre los modelos se realiza mediante ecuaciones de orificio y vertedero e introduce restricciones en los pasos de tiempo de ambos modelos para asegurar su sincronización.

En el capítulo 4 se presenta la validación del modelo numérico que se estructura en dos partes. En la primera parte se describe la metodología experimental y los ensayos realizados. Se detalla la infraestructura y la instrumentación utilizada. Dentro de la presentación de la instrumentación se incluye la descripción de la técnica empleada para la determinación de caudales y calados en colectores circulares mediante Velocímetro Doppler de Ultrasonidos (UDV). Esta técnica de medida así como su validación se presentaron en Fraga et al. (2014), incluido en la presente tesis. En la segunda parte se describen los resultados experimentales y la comparación con los resultados del modelo numérico. Los resultados comprenden la evolución temporal de los calados en diferentes puntos de la superficie y la evolución temporal de calados y caudales en la red de drenaje.

En el capítulo 5 se describe la aplicación del modelo de drenaje dual en una pequeña cuenca urbana de la localidad de Fene (Ferrol). En primer lugar se realizó un análisis de sensibilidad de los resultados del modelo a los parámetros de entrada a partir de índices de Sobol basados en la varianza. A continuación se calibraron los parámetros de entrada y se realizó un análisis de incertidumbre de los resultados mediante la metodología GLUE (Beven y Binley, 1992). Tanto en el análisis de sensibilidad como en la calibración y el análisis de incertidumbre se emplearon datos de precipitación y caudal en la salida de la red de drenaje correspondientes a 4 sucesos de lluvia. Finalmente, el modelo calibrado se empleó para predecir los hidrogramas de salida de 3 eventos de lluvia adicionales y determinar intervalos de confianza de los resultados

calculados. Los datos experimentales empleados en este apartado se extrajeron de Suarez et al. (2013).

Finalmente se recogen, ordenadas alfabéticamente, las referencias bibliográficas utilizadas como base documental y tres apéndices. En el primer apéndice se amplía la descripción de la metodología empleada para medir caudales y calados con velocímetros doppler de ultrasonidos descrita en Fraga et al. (2014). En el segundo apéndice se detallan las características de la red de drenaje de la cuenca de Fene, presentada en el capítulo 5. En el tercer apéndice se recogen las publicaciones asociadas a la tesis.

1.3 Conclusiones

Como resultado de este trabajo se ha desarrollado y validado un modelo numérico para el cálculo del drenaje urbano dual, formado por el acoplamiento de un modelo de flujo en la superficie y un modelo de flujo en la red de colectores.

La aplicación del modelo de flujo en superficie señaló la limitación del uso de coeficientes de rugosidad constantes en flujos muy someros. El descenso del calado por debajo de un determinado umbral provoca un aumento significativo de la fricción que debe ser correctamente cuantificado para reproducir de forma adecuada los flujos que habitualmente tienen lugar en drenaje urbano.

La instrumentación de un modelo físico de calle a escala real para la validación del modelo numérico puso de manifiesto la dificultad de la monitorización de los procesos de drenaje urbano por la variabilidad y sobre todo los órdenes de magnitud de las variables físicas medidas (calados y caudales). Esta dificultad es más evidente en las redes de colectores debido a la afección al flujo que suponen la mayoría de sistemas tradicionales de medición. La técnica de medida mediante UDV presentada en Fraga et al. (2014) permite determinar de forma no intrusiva el caudal y el calado en un colector y supone un avance en la instrumentación de redes de colectores.

La validación del modelo numérico con los datos experimentales demostró, en términos generales, una buena capacidad del modelo para reproducir los procesos de transformación de lluvia escurrentía a la escala de los ensayos realizados. Los resultados indican que el modelo reproduce correctamente tanto el flujo en la superficie como la en la red de colectores, mostrando un mejor ajuste a las medidas experimentales en el cierre de la cuenca. Destaca la capacidad del modelo de simular los distintos tipos de flujo observados en los colectores de la red durante los ensayos, así como la entrada en carga de la red. Asimismo queda reflejada la importancia de una correcta determinación y discretización de la topografía en los estudios de drenaje urbano, afectando tanto a los calados en la superficie como a los caudales derivados a la red de colectores. La mejora de las predicciones del modelo en el cierre con respecto a otros puntos de la cuenca destacó la necesidad de utilizar medidas en diferentes puntos de la superficie y de la red de drenaje para analizar de manera más acertada el comportamiento conjunto de los modelos.

El análisis de sensibilidad global de la cuenca de Fene confirmó la utilidad de este tipo de análisis de cara a identificar los parámetros con mayor impacto en los resultados del modelo. En el caso estudiado, en los eventos de lluvia de menor precipitación el coeficiente de rugosidad de las superficies impermeables resultó ser el parámetro con mayor impacto en los resultados del modelo. Con el aumento de la precipitación el impacto de los parámetros relacionados con la infiltración se incrementó, alcanzando valores similares a los correspondientes al coeficiente de rugosidad de las superficies impermeables. Sin embargo la extensión de estas conclusiones a otras cuencas está condicionada a las características de las cuencas y de la precipitación. Los intervalos de confianza de los hidrogramas calculados por el modelo a la salida de la red de colectores muestran un buen ajuste a las medidas experimentales. La punta de los hidrogramas se reprodujo correctamente en los eventos con mayor precipitación, deteriorándose las predicciones del modelo en los eventos con menor volumen de

lluvia. Incorporar a los resultados del modelo la incertidumbre asociada a la calibración supone un enfoque más realista dada la variabilidad de los fenómenos asociados al drenaje urbano.

1.4 Futuras líneas de trabajo

En el drenaje urbano se presentan fenómenos hidráulicos variados y complejos. Esta complejidad y amplitud hacen imposible abarcar la modelización de todos los aspectos del drenaje urbano en un único trabajo. El modelo numérico y la validación presentada ayudan a profundizar en el conocimiento y desarrollo de varios aspectos, pero también ponen de manifiesto la necesidad de continuar trabajando en diferentes líneas.

Los procesos de movilización de sólidos y contaminantes en sucesos de lluvia tienen una importancia destacada en la calidad de las aguas de escorrentía. El arrastre de sólidos supone una afección a las masas de agua del medio receptor (aporte de contaminantes) y a la red de colectores (reducción de sección por acumulación de sedimentos). Tanto en el modelo de flujo en superficie como el modelo de flujo en colectores incorporan formulaciones para calcular el arrastre sólido que actualmente están en fase de prueba. En desarrollos futuros deberán validarse dichas formulaciones.

Las formulaciones incluidas en el modelo de flujo en colectores no contemplan el efecto del aire atrapado en los conductos. La importancia de este fenómeno ha sido señalada en Aragón-Hernández (2013) y es recomendable introducir su efecto en las ecuaciones de gobierno.

Actualmente las formulaciones implementadas para resolver las ecuaciones de Saint-Venant en la red de colectores corresponden únicamente a conductos circulares. Es necesario implementar formulaciones que permitan considerar otros tipos de secciones habituales en las redes de colectores existentes.

El acoplamiento entre los modelos actualmente se produce mediante formulaciones de orificio y vertedero. Sin embargo numerosos estudios experimentales recomiendan el uso de aproximaciones más complejas para modelizar correctamente la interacción entre la superficie y la red de colectores (Gómez y Russo, 2005; Russo et al., 2013). En futuros desarrollos del modelo es aconsejable incorporar dichas aproximaciones. También es necesario extender los ensayos de validación del acoplamiento para analizar la capacidad del modelo numérico de reproducir diferentes tipos de interacción entre la superficie de la cuenca y la red de colectores.

Capítulo 1. Resumo e conclusións

1.1 Introducción e obxectivos

O aumento da poboación urbana, xunto coa tendencia a modelos de asentamento cunha maior dispersión, incrementou de maneira importante a impermeabilidade das concas hidrográficas durante os derradeiros anos. A urbanización dunha conca ten dous efectos inmediatos na drenaxe da mesma. Por unha parte a redución da extensión das áreas permeables reduce a cantidade de auga que se infiltra no terreo, o que resulta nun aumento dos volumes de escorrenta que deben ser xestionados. Por outra parte, redúcese a laminación das avenidas ó diminuír a fricción coa superficie, incrementando as puntas de caudal e reducindo os tempos de concentración.

A mediados do século XX case 1,000 millóns de persoas vivían en cidades. En só 50 anos a poboación urbana triplicouse. O Banco Mundial estima que no ano 2030 a poboación urbana haberase incrementado ata acadar os 5,000 millóns de persoas, o que suporá un 70% da poboación mundial.

Este incremento da poboación urbana, unida ós efectos anteriormente descritos da urbanización das concas, ha suposto un aumento significativo das exixencias ás que deben facer fronte os sistemas de drenaxe. Desgraciadamente, o desenvolvemento das infraestruturas asociadas non seguiu o mesmo ritmo que o proceso urbanizador e moitos sistemas de drenaxe son actualmente insuficientes. Unha xestión ineficaz das augas de escorrenta en concas urbanas ten importantes consecuencias tanto para a poboación (en forma de inundacións) como para o medio natural (afección á calidade das augas do medio receptor).

O impacto económico e medioambiental que supoñen estas deficiencias agudiza a necesidade de desenvolver ferramentas que permitan comprender e predicir o conxunto de procesos que teñen lugar nos sistemas de drenaxe. Dentro destas

ferramentas, os modelos numéricos constitúen unha excelente opción para a análise e planificación de sistemas urbanos de drenaxe. Ditos modelos permiten tanto o estudio de sistemas xa existentes coma a análise de alternativas para a súa mellora ou a avaliación do efecto xerado por futuros cambios nas condicións de urbanización e climáticas.

A presente tese comprendeu o desenvolvemento e validación dun modelo numérico de drenaxe urbana que pode ser empregado como ferramenta para a análise, xestión e deseño de infraestruturas de drenaxe. En base a elo establecéronse tres obxectivos principais na presente tese. O primeiro deles consistiu en desenrolar un modelo numérico capaz de simular o drenaxe dual en concas urbanas. O drenaxe dual considera dous sistemas de drenaxe: o chamado sistema maior, que corresponde á superficie, e o sistema menor, que corresponde á rede de colectores. O modelo numérico consta dun modelo de fluxo para cada sistema de drenaxe, acoplados mediante formulacións de orificio e vertedoiro. O modelo de fluxo en superficie calcula a transformación de choiva - escorrenta e os campos de calados e velocidades resultantes na superficie. O modelo de fluxo na rede de colectores determina os caudais e calados na rede de drenaxe así como o intercambio de masa entre a superficie da conca e a rede de colectores. O modelo de fluxo en superficie foi desenrolado e validado en estudos anteriores a esta tese (Cea et al. 2007, 2010b), mentres que o modelo de fluxo en colectores e o seu acoplamento ó modelo en superficie son un resultado orixinal desta tese.

A aplicación do modelo de fluxo en superficie puxo de manifesto a limitación do uso de coeficiente de rugosidade constantes en certos problemas de drenaxe urbano. De estes estudos resultou un obxectivo secundario que consistiu na implementación dunha formulación variable da rugosidade no modelo de fluxo en superficie.

O segundo obxectivo consistiu en validar o modelo numérico de drenaxe dual. Para elo plantexáronse unha serie de ensaios sobre un modelo físico de un segmento de rúa a

escala real, construído no Laboratorio de Hidráulica do Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñaría Civil (CITEEC) da Universidade de A Coruña. Deste segundo obxectivo principal derivou outro obxectivo secundario: o desenvolvemento dunha metodoloxía para a determinación do caudal e o calado en colectores circulares de maneira non intrusiva empregando velocímetros doppler de ultrasóns (*UDV* en inglés).

O tercer obxectivo correspondeu á análise da sensibilidade e incertidume do modelo numérico. Para elo modelizouse unha conca urbana na localidade de Fene (Ferrol) co modelo numérico de drenaxe. A conca está composta por un segmento de estrada con vías de acceso e rúas residenciais. A influencia de cada parámetro analizouse cun análise de sensibilidade global. Mediante a metodoloxía GLUE (Beven e Binley, 1992), calibrouse o modelo e determináronse os intervalos de confianza dos resultados calculados.

Os obxectivos expostos enmárcanse dentro do obxectivo derradeiro de comprender e caracterizar a modelización numérica dos procesos que interveñen na drenaxe urbana. Aínda que é necesario continuar a investigación presentada, a aportación desta tese contribuíu ó desenvolvemento dunha ferramenta informática para o estudio e planificación de sistemas de drenaxe urbana, validar dita ferramenta e analizar as súas capacidades e limitacións. Tamén xerouse unha serie de datos experimentais que poden servir para a validación de modelos de drenaxe desenvolvidos por outros grupos de investigación.

1.2 Resumo

A presente tese doutoral estrutúrase en cinco capítulos. No capítulo 1, realízase unha síntese do documento que inclúe un resumo do traballo desenvolvidado, a recompilación das conclusións máis importantes, unha descrición das futuras liñas de traballo e un

listado das publicacións que compoñen a tese. Este capítulo está escrito en castelán, galego e inglés.

No capítulo 2 preséntase unha revisión do estado do coñecemento acerca dos modelos existentes para o estudio e a planificación da drenaxe urbana. Dentro desta revisión en primeiro lugar descríbense os diferentes tipos de modelos existentes (agregados, distribuídos e duais), analizando as limitacións e fortalezas de cada tipo. Por outra parte realízase unha revisión dos estudos de validación dos modelos de drenaxe dual, dentro dos cales inclúense estudos de laboratorio e validacións con datos de campo.

No capítulo 3 descríbese o modelo numérico de drenaxe urbana dual desenrolado na presente tese. A descrición do modelo de fluxo en superficie realízase de maneira máis breve por tratarse de un modelo xa desenrolado, remitindo ás referencias indicadas para unha descrición máis detallada. O modelo de fluxo en superficie é un modelo bidimensional. As ecuacións de augas someras promediadas en profundidade resólvense cun esquema de volumes finitos que discretiza os fluxos mediante un esquema descentrado de Roe. O modelo calcula a transformación choiva - escorrenta tendo en conta procesos de infiltración. A formulación implementada para o tratamento das fronteas seco - molladas, de grande importancia nos procesos de drenaxe urbana, é estable e non difusiva. O modelo de fluxo en superficie incorpora unha formulación da fricción de fondo variable para capturar o incremento da fricción en fluxos someros. O desenvolvemento e implementación de dita formulación presentouse en Fraga et al. (2013), unha das publicacións incluídas nesta tese. O modelo de fluxo en colectores resolve as ecuacións de Saint-Venant unidimensionais mediante un método de volumes finitos, de tipo Godunov con un esquema explícito en tempo. Os fluxos de masa e cantidade de movemento calcúlanse empregando unha versión modificada do esquema HLL descrita en Sanders e Bradford (2010), impoñendo condicións adicionais nas unións entre os colectores e os pozos, segundo as condicións de fluxo. A entrada en carga dos colectores modelízase mediante a aproximación TPA

(Two Component Pressure Approach). O acoplamento entre os modelos realízase mediante ecuacións de orificio e vertedoiro e introduce limitacións nos pasos de tempo de ambos modelos para asegurar a súa sincronización.

No capítulo 4 descríbese a validación de modelo numérico que se estrutura en dúas partes. Na primeira parte descríbese a metodoloxía experimental e os ensaios realizados. Preséntase a infraestrutura e a instrumentación empregada. Dentro da presentación da instrumentación inclúese a descrición da técnica empregada para a determinación de caudais e calados en colectores circulares mediante velocímetros doppler de ultrasóns (UDV). Esta técnica de medida, así como a súa validación presentáronse en Fraga et al. (2104), unha das publicacións incluídas nesta tese. Na segunda parte preséntanse os resultados experimentais e a comparación cós resultados do modelo numérico. Os resultados comprenden a evolución temporal dos calados en diferentes puntos da superficie e a evolución temporal de calados e caudais na rede de drenaxe.

No capítulo 5 descríbese a aplicación do modelo de drenaxe dual nunha pequena conca urbana da localidade de Fene (Ferrol). En primeiro lugar realizouse un análise da sensibilidade dos resultados do modelo ós parámetros de entrada a partir dos índices de Sobol, baseados na varianza. A continuación calibráronse os parámetros de entrada e realizouse un análise da incertidume dos resultados mediante a metodoloxía (Beven e Binley, 1992). Tanto na análise de sensibilidade coma na calibración e o análise de incertidume empregáronse datos de precipitación e caudal na saída da rede de drenaxe correspondentes a 4 sucesos de choiva. Finalmente, o modelo calibrado empregouse para predicir os hidrogramas de saída de 3 eventos de choiva adicionais e determinar intervalos de confianza dos resultados calculados. Os datos experimentais empregados neste apartado extraéronse de Suarez et al. (2013).

Finalmente recóllense, ordenadas alfabeticamente, as referencias bibliográficas empregadas como base documental e tres apéndices. No primeiro apéndice amplíase

a descrición da metodoloxía empregada para medir caudais e calados mediante velocímetros doppler de ultrasóns descrita en Fraga et al. (2014). No segundo apéndice detállanse as características da rede de drenaxe da conca de Fene, presentada no capítulo 5. No terceiro apéndice recóllense as publicacións asociadas á presente tese

1.3 Conclusións

Como resultado deste traballo desenrolouse e validouse un modelo numérico para o cálculo de drenaxe urbano dual, formado polo acoplamento dun modelo de fluxo na superficie e un modelo de fluxo na rede de colectores.

A aplicación do modelo de fluxo en superficie sinalou a limitación do uso de coeficientes de rugosidade constantes en fluxos moi someros. O descenso do calado por debaixo de un determinado limiar provoca un aumento significativo da fricción que debe ser correctamente cuantificado para reproducir de forma axeitada os fluxos que habitualmente teñen lugar en drenaxe urbano.

A instrumentación dun modelo físico de rúa a escala real para a validación do modelo numérico puxo de manifesto a dificultade da monitorización dos procesos de drenaxe urbano pola variabilidade e sobre todo os ordes de magnitude das variables físicas medidas (calados e caudais). Esta dificultade é máis evidente nas redes de colectores debido á afección ó fluxo que supoñen a maioría de sistemas tradicionais de medición. A técnica de medida mediante UDV presentada en Fraga et al. (2014) permite determinar de xeito non intrusivo o caudal e o calado nun colector circular e supón un avance na instrumentación de redes de colectores.

A validación do modelo numérico cón datos experimentais amosou, en termos xerais, unha boa capacidade do modelo para reproducir os procesos de transformación de choiva escorrenta á escala dos ensaios realizados. Os resultados indican que o modelo reproduce correctamente tanto o fluxo na superficie como na rede de colectores,

amosando un mellor axuste ás medidas experimentais ó peche da conca. Destaca a capacidade do modelo de simular os distintos tipos de fluxo observados nos colectores da rede durante os ensaios así como a entrada en carga da rede. Tamén queda reflectida a importancia dunha correcta determinación e discretización da topografía nos estudos de drenaxe urbano, afectando tanto ós calados na superficie coma ós caudais derivados á rede de colectores. A mellora das predicións do modelo no peche con respecto a outros puntos da conca destacou a necesidade de empregar medidas en diferentes puntos da superficie e da rede de drenaxe para analizar de maneira máis acertada o comportamento conxunto dos modelos.

O análise de sensibilidade global da conca de Fene confirmou a utilidade deste tipo de análise de cara a identificar os parámetros con maior impacto nos resultados do modelo. No caso estudado, nos eventos de choiva de menor precipitación o coeficiente de rugosidade das superficies impermeables resultou ser o parámetro con maior impacto nos resultados do modelo. Có aumento da precipitación o impacto dos parámetros relacionados coa infiltración incrementouse, acadando valores semellantes ós correspondentes ó coeficiente de rugosidade das superficies impermeables. Sen embargo a extensión destas conclusións a outras concas está condicionada ás características das concas e da precipitación. Os intervalos de confianza dos hidrogramas calculados polo modelo á saída da rede de colectores amosan un bo axuste ás medidas experimentais. A punta dos hidrogramas reproducíase correctamente nos eventos con maior precipitación, deteriorándose as predicións do modelo nos eventos con menor volume de choiva. Incorporar ós resultados do modelo a incertidume asociada á calibración supón un enfoque máis realista dada a variabilidade dos fenómenos asociados ó drenaxe urbano.

1.4 Futuras liñas de traballo

Na drenaxe urbana preséntanse fenómenos hidráulicos variados e complexos. Esta complexidade e amplitude fan imposible abarcar a modelización de todos os aspectos da drenaxe urbana nun único traballo. O modelo numérico e a validación presentada axudan a afondar no coñecemento e desenvolvemento de varios aspectos, pero tamén poñen de manifesto a necesidade de continuar traballando en diferentes liñas.

Os procesos de mobilización de sólidos e contaminantes en sucesos de choiva teñen unha importancia destacada na calidade das augas de escorrenta. O arrastre de sólidos supón unha afección ás masas de auga do medio receptor (aporte de contaminantes) e á rede de colectores (redución de sección por acumulación de sedimentos). Tanto o modelo de fluxo en superficie coma o modelo de fluxo en colectores incorporan formulacións para calcular o arrastre sólido que actualmente están en fase de proba. En desenvolvementos futuros deberán validarse ditas formulacións.

As formulacións incluídas no modelo de fluxo en colectores non contemplan o efecto do aire atrapado nos condutos. A importancia deste fenómeno foi sinalada en Aragón-Hernández (2013), sendo recomendable introducir o seu efecto nas ecuacións de goberno.

Actualmente as formulacións implementadas para resolver as ecuacións de Saint-Venant na rede de colectores corresponden unicamente a condutos circulares. É necesario implementar formulacións que permitan considerar outros tipos de seccións habituais nas redes de colectores existentes.

O acoplamento entre os modelos actualmente prodúcese mediante formulacións de orificio e vertedoiro. Sen embargo numerosos estudos experimentais recomendan o uso de aproximacións máis complexas para modelizar correctamente a interacción entre a superficie e a rede de colectores (Gómez e Russo, 2005; Russo et al., 2013). En futuros desenvolvementos do modelo é aconsellable incorporar ditas aproximacións. Tamén é

necesario estender os ensaios de validación do acoplamento para analizar a capacidade do modelo numérico de reproducir diferentes tipos de interacción entre a superficie da conca e a rede de colectores.

Chapter 1. Summary and conclusions.

1.1 Introduction

The increase of the urban population, in addition to the trend of settlement patterns with higher dispersion, has resulted in an important reduction of the permeability of the catchments in the last years. The urbanization of a catchment has two immediate effects on its drainage. On the one hand, the reduction of the pervious areas decreases the amount of infiltrated rainfall, which results in an increase of the runoff volumes that have to be managed. On the other hand, the flood abatement is reduced as the surface roughness decreases, which increases the peak discharge and reduces the concentration time.

Towards the middle of the XXth century, nearly 1,000 million people lived in cities. In only 50 years, the urban population tripled. The World Bank estimates that by the year 2030 the urban population will have reached up to 5,000 inhabitants, which represents 70% of the world population.

This increase in the urban population, combined with the effects of the urbanization of the catchments previously described, has increased the demands that the drainage systems have to face. Unfortunately, the construction of the associated infrastructure has not kept pace with the urbanization processes and many drainage systems are nowadays insufficient. Un efficient management of rainfall runoff in urban catchments has important consequences for both the populations (through floods) and the environment (through a decrease in the quality of the receiving waters)

The economical and ecological impact of these inefficiencies reinforces the need of developing tools which allow us to understand and predict the processes involved in the drainage systems. Among these tools, the numerical models are an excellent choice for analyzing and planning urban drainage systems. These models allow both

the study of existing systems and the analysis of alternative measures to improve their performance or the evaluation of the effect of future changes in the urbanization and climatic conditions.

The present thesis involved the development and validation of a numerical model to compute the urban drainage, which can be used as a tool to analyze, manage and plan drainage infrastructures. Based on this, three main goals were established in this thesis. The first aim was to develop a numerical model to compute dual drainage in urban catchments. Dual drainage considers two drainage systems: the major system, which corresponds to the surface, and the minor system, which corresponds to the sewer network. The numerical model consists of one flow model for each drainage system, coupled through weir and orifice formulations. The surface flow model computes the rainfall runoff and the water depth and velocity fields in the surface. The sewer network flow model computes the discharges and water depths in the network, and the mass interchange between the major and minor systems. The surface flow model has been developed and validated in studies prior to this thesis (Cea et al. 2007, 2010b), while the sewer network flow model and the coupling between both models is an original outcome of this thesis.

The application of the surface flow model highlighted the limitation of the use of constant roughness coefficients in urban drainage. This resulted in a secondary objective which consisted in the implementation of a variable roughness formulation in the surface flow model.

The second objective consisted in validating the numerical dual drainage model. For this purpose a series of experiments were performed in a physical model of a street segment, built at real scale in the Hydraulics Laboratory of the Technological Innovation in Edification and Civil Engineering Center (CITEEC) at the University of A Coruña (Spain). From this second main objective, another secondary objective was derived: the

development of a methodology to determine the water discharge and depth in circular pipes in a non-intrusive way, using ultrasonic doppler velocimeters (UDV).

The third main objective was to analyze the sensitivity and uncertainty of the numerical model. To this end, a small urban catchment of the locality of Fene (Ferrol, Spain) was modeled with the dual drainage numerical model. The catchment consists of a road segment with access roads and residential streets. The influence of each parameter was analyzed with a global sensitivity analysis. By means of the GLUE methodology (Beven and Binley, 1992), the model was calibrated and the uncertainty bounds of the model outputs were determined.

The three presented objectives are part of the ultimate goal of achieving a deeper understanding of the numerical modeling of the processes involved in urban drainage. Although further research is needed, the presented thesis contributed to develop a computer application for the study and planning of urban drainage systems, validate the referred application and analyze its capacities and limitations. In addition, an extensive data set has been generated which could be used to validate drainage models developed by other research groups.

1.2 Summary

The present PhD thesis is divided in 5 chapters. Chapter 1 provides a synthesis of the document, which includes a summary of the work performed, a review of the main conclusions, a description of future research lines and a list of the publications which compound the present thesis. This chapter is written in Spanish, Galician and English.

Chapter 2 comprises a revision of the state of the art of the existing models for the study and planning of urban drainage systems. Within this revision, first the different types of models are described (aggregated, distributed and dual models), analyzing the strengths and weaknesses of each. Then a review of the validation studies is performed, including both laboratory and field studies.

Chapter 3 describes the dual drainage numerical model developed within this thesis. The surface flow model is briefly described as it has been previously developed and validated, referring to the included references for further description. The surface flow model is a bidimensional model. The shallow water equations are depth-averaged and solved with a finite volume scheme. Mass and momentum fluxes are discretised using an uncentered Roe scheme. The model computes for the rainfall runoff accounting infiltration. The implemented formulation to treat the wet-dry fronts, which becomes very important in urban drainage problems, is stable and non-diffusive. The surface flow model includes a variable roughness formulation to reproduce the increase in the bottom friction that occurs in shallow flows. The development and implementation of this formulation was presented in Fraga et al. (2013), one of the publications included in the thesis. The sewer network flow model solves the one dimensional Saint-Venant equations using a Godunov-type finite volume method with an explicit time scheme. Fluxes are computed using the modified version of the HLL scheme described in Sanders and Bradford (2010), imposing additional equations at the junctions between pipes and manholes depending on the flow conditions. The surcharge of the pipes is computed using the Two Component Pressure Approach. The coupling between the flow models is computed using weir and orifice equations, which introduce additional constraints to the time steps of both models to ensure synchronization.

Chapter 4 presents the validation of the numerical model, which is divided in two blocks. In the first part, the experimental methodology is described and the performed experiments are detailed. The experimental setup and the instrumentation are presented. Within the description of the instrumentation, the description of the methodology to determine the water depth and discharge in circular pipes using ultrasonic doppler velocimeters is included. This methodology, with its validation, was presented in Fraga et al. (2014), one of the publications included in the present thesis. In the second part of the chapter, the experimental results and the comparison with

the computed results are described. Results include the time evolution of the water depth in different points at the surface and time evolution of the water depths and discharges in the sewer network.

Chapter 5 describes the application of the numerical model to a small urban catchment of the locality of Fene (Ferrol, Spain). First, an analysis of the model outputs sensitivity to the input parameters was performed using the Sobol indices, based on the variances. Then, the input parameters were calibrated and an uncertainty analysis was performed, both of them following the GLUE methodology (Beven and Binley, 1992). Rainfall and discharge at the catchment outlet data, corresponding to 4 rain events, were used in the calibration and the sensitivity and uncertainty analyses. Finally, the calibrated model was used to predict the hydrographs at the catchment outlet during 3 additional rain events, and to determine confidence bounds of the outputs. Experimental data used in this chapter was extracted from Suarez et al. (2013).

The following section contains sorted alphabetically, the references used as bibliographical sources in the thesis and three appendices. The first appendix extends the description of the methodology described in Fraga et al. (2014) to determine water depths and discharges using UDV. In the second appendix the characteristics of the sewer network of Fene, which was used in chapter 5, are detailed. The third appendix comprises a compilation of the publications associated with the thesis.

1.3 Conclusions

A numerical model to compute dual drainage in urban catchments was developed, comprised by the coupling of a surface flow model and a sewer network flow model.

The application of the model highlighted the limitation of the use of constant roughness coefficients in shallow flows. The decrease of the water depth below a certain threshold results in a significant increase in the bottom friction which has to be

correctly quantified in order to accurately reproduce the surface flow conditions frequent in urban drainage

The instrumentation of the physical model of the street section clearly showed the difficulty of monitoring the processes involved in urban drainage, because of the variability and the orders of magnitude of the measured variables (discharges and water depths). This difficulty is even higher in the sewer networks as the traditional measuring devices affect the flow conditions in shallow flows. The technique described in Fraga et al. (2014) determines the water depth and discharge in a non-intrusive way and represents a step forward in monitoring sewer networks.

The validation of the numerical model with experimental data showed a good capacity of the model to reproduce the rainfall runoff processes at the scale of the performed experiments. The results point that the model correctly reproduces both the surface and the sewer network flows, showing a better fit to the experimental data at the outlet of the drainage network. Emphasizes the capacity of the model to simulate different flow conditions in the sewer network during the experiments and the surcharge of the network. Also, the importance of an accurate definition and discretization of the topography is highlighted, which affects not only to the water depths in the surface but also the inflows to the sewer network. The improvement of the model predictions at the sewer network outlet remarked the need of using experimental data in different points of the surface and the sewer network to analyze the behavior of both models in a more accurate way.

The global sensitivity analysis at the Fene catchment demonstrated the usefulness of these studies towards identifying the parameters with higher impact on the model outputs. In the studied case, in the rain events with lower rainfall depth the roughness coefficient of the impervious surfaces turned out to be the parameter with higher impact on the model outputs. As the rainfall depth increases the impact of the infiltration-related parameters increased, achieving similar values to the roughness

coefficient of the impervious areas. However, extending this conclusions to other catchments is not straightforward, as it is conditioned to the characteristics of the catchment and the precipitation. The uncertainty bounds of the computed hydrographs at the catchment outlet showed a good fit to the experimental data. The peak discharges were accurately reproduced in the rain events with higher rainfall depth, while model predictions in the events with lower rainfall depth worsened. Incorporating uncertainty bounds to the model outputs represents a more realistic approach given the variability of the phenomena involved in urban drainage.

1.4 Future work topics

Urban drainage involves complex and varied hydraulic processes. This complexity and amplitude makes it impossible to embrace the modeling of all the aspects of the urban drainage. The presented numerical model contribute to gain deeper knowledge in several aspects, but it also highlights the need to continue working on different topics.

The pollutant build-up and wash-off processes during rain events have a significant impact on the quality of the runoff waters. The solid wash-off represents an important affliction to the water bodies of the receiving environment (pollutant inflows) and the sewer network (reduction of the sewer effective section due to sediment deposition). Both the surface and the sewer network flow models include different formulations to compute the solid transport which are currently being tested. In future works the referred formulations have to be validated.

The implemented equations do not include the effect of trapped air in pipes. The importance of this phenomena has been pointed in Aragón-Hernández (2013) and needs to be included in the sewer network model.

At the moment the formulations implemented in the sewer network model solve the Saint-Venant equations only for circular pipes. It is therefore necessary to extend the implemented equations to include other sections frequent in the sewer networks.

The coupling between the surface and the sewer network models uses weir and orifice equations. However, several experimental studies recommend the use of more complex formulations to accurately simulate the interaction between the surface and the sewer network (Gómez y Russo, 2005; Russo et al., 2013). In the future, it is recommended to include the referred equations. In addition it is also desirable to extend the experiments performed to validate the coupling in order to reproduce different types of interaction between the major and the minor drainage systems.

Capítulo 2. Estado del conocimiento

2.1 Introducción

Comprender y predecir los fenómenos que intervienen en el drenaje urbano es fundamental de cara a una gestión eficiente de las aguas de lluvia. Esta importancia ha aumentado en los últimos años debido a la rápida urbanización y los cambios en los usos del suelo asociados al aumento de la población de las ciudades. La creciente urbanización supone incrementos muy importantes de la impermeabilidad de las cuencas urbanas, reduciendo así los tiempos de concentración y la laminación de la escorrentía que se producen de manera natural en las cuencas rurales (Butler y Davies, 2004; Wu et al., 2012). Este fenómeno se ha visto además agravado con el cambio climático, que ha aumentado la frecuencia e intensidad de los sucesos de lluvias extremas (Arnbjerg-Nielsen, 2012). Frente a este escenario cada vez más exigente, muchas de las redes de drenaje se presentan como insuficientes. La mayoría de los sistemas de drenaje, principalmente de las grandes ciudades, fueron construidos hace bastante tiempo y diseñados para unas condiciones muy diferentes de las actuales (Butler y Davies, 2004; Puertas et al., 2008). El impacto económico y medioambiental que supone una red de drenaje insuficiente ha resultado en el desarrollo de numerosos modelos numérico de drenaje urbano para entender y predecir los procesos que tienen lugar.

2.2 Modelos de drenaje urbano agregados y semi-distribuidos

Los primeros modelos que aparecen para el estudio del drenaje urbano tratan el proceso de drenaje como un fenómeno de dos fases, independizando el flujo en la superficie del flujo en la red de colectores. El flujo en la superficie se calcula mediante diferentes aproximaciones y se asume que la capacidad de la red de drenaje es suficiente para transportar los caudales derivados. La interacción entre la superficie y

la red de drenaje unidireccional, permitiéndose únicamente la entrada de caudales desde la superficie a la red de colectores pero no en sentido inverso. Cuando la red entra en carga, el agua que no puede ser derivada a la red de drenaje se elimina del modelo o se almacena virtualmente en los imbornales hasta que las condiciones de flujo en los colectores permiten su entrada en la red (Zhong, 1998).

Aparecen así los modelos agregados para la modelización de la fase superficial que comenzaron a desarrollarse en los años 70. Estos modelos agregados consideran unas propiedades uniformes en toda la superficie de la cuenca, determinando mediante expresiones matemáticas sencillas el hidrograma en la salida de la cuenca resultante de la transformación de lluvia-escorrentía. Cuando estas expresiones están basada en leyes físicas los modelos se definen como conceptuales. Por el contrario cuando los modelos emplean formulaciones derivadas de ajustes a datos experimentales se denominan empíricos. El método del número de curva del Soil Conservation Service (Cronshey, 1986) es un ejemplo de estas expresiones aunque existe un elevado número de ellas. El uso de una u otra expresión se suele elegir en función de las características y datos disponibles de la cuenca (Feldman, 2000; Rossman, 2010). El flujo en la red de drenaje se calcula a partir de los hidrogramas calculados en la superficie, empleando formulaciones sencillas para calcular los caudales y calados en los colectores.

Si bien los modelos agregados pueden suponer una aproximación razonable para la hidrología en cuencas rurales con unas características relativamente homogéneas, en cuencas urbanas pronto quedó patente la limitación de este tipo de modelos. El principal motivo es que la hipótesis de uniformidad en una cuenca urbana es menos precisa. De esta forma los modelos agregados pronto dieron lugar a los modelos semi-distribuidos, en los que la superficie de la cuenca se divide en varias sub-cuencas conectadas entre sí. Las propiedades de cada sub-cuenca pueden definirse así con más

detalle para mejorar los resultados del modelo y tener en cuenta la no uniformidad espacial de los usos y tipos de suelo así como de la precipitación.

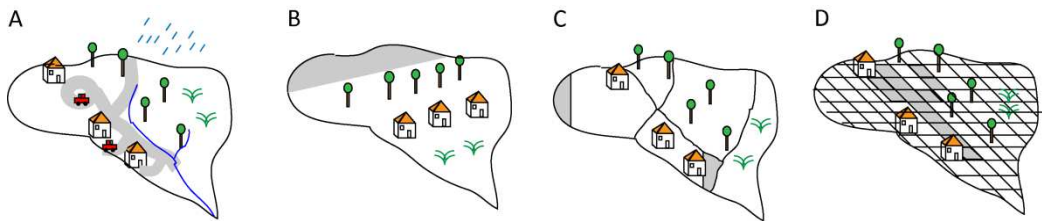


Figura 2.1 Situación real (A), simplificación de un modelo agregado (B), semi-distribuido (C) y distribuido (D).

Dentro de los modelos semi-distribuidos destaca el modelo SWMM (Rossman, 2010), desarrollado por la Environmental Protection Agency de los Estados Unidos. A pesar de las limitaciones señaladas de los modelos semi-distribuidos, el SWMM supuso un punto de inflexión en el uso de modelos numéricos en el drenaje urbano con su aparición en 1971. Desde su primera versión este modelo ha evolucionado e incorporando numerosas mejoras al código y a día de hoy es un modelo con una gran aceptación y de uso generalizado (El-Sharif y Hansen, 2001; Ren et al., 2006; Suarez et al., 2013; Nanía et al., 2014).

2.3 Modelos de drenaje urbano distribuidos

Los modelos distribuidos son aquellos que se basan en la resolución espacio-temporal de ecuaciones hidráulicas con una base física. La superficie de la cuenca se divide en celdas de tamaño relativamente pequeño, calculando en cada celda los diferentes procesos hidrológicos e hidráulicos. Los modelos distribuidos, por tanto, consideran la variabilidad espacial de los parámetros (Figura 2.1). Debido a esta discretización espacial de la superficie, los modelos distribuidos permiten la evaluación de los resultados en cualquier punto de la cuenca mientras que los modelos agregados sólo pueden evaluar la respuesta en el punto de salida de la cuenca (Ponce, 1989). En los primeros modelos distribuidos desarrollados se mantiene una interacción

unidireccional entre los sistemas de drenaje mayor (superficie) y menor (red de colectores). El flujo en la superficie y en la red de colectores se sigue resolviendo de forma desacoplada, ignorando limitaciones a la entrada de agua en la red de colectores y asumiendo que el flujo se produce únicamente desde la superficie a la red de drenaje. En la superficie de la cuenca la hidrodinámica se calcula habitualmente resolviendo las ecuaciones de Saint-Venant promediadas en profundidad, aunque también se emplean las formulaciones bidimensionales de la onda difusiva y la onda cinemática. En la red de colectores, dado el carácter unidireccional del flujo, las ecuaciones de Saint-Venant se simplifican a una dimensión siendo también frecuentes las simplificaciones unidimensionales de las ondas cinemática y difusiva.

El uso y desarrollo de los modelos distribuidos ha estado condicionado por la potencia de los equipos de cálculo y la disponibilidad de datos con la precisión y extensión que un modelo distribuido requiere. Durante la última década, gracias a los avances en los equipos informáticos y en los sistemas de información geográfica (GIS) se ha producido un avance significativo en este tipo de modelos.

Los primeros casos de aplicación de modelos distribuidos en estudios de escorrentía superficial corresponden al ámbito rural, centrándose en la transformación lluvia-escorrentía y en el hidrograma en el punto de cierre de la cuenca. Dentro del drenaje urbano, dada la limitación referida en la interacción entre los sistemas mayor y menor de drenaje, los modelos distribuidos han tenido un enfoque más orientado hacia estudios de inundación. Thang et al. (2004), Mignot et al. (2006) y Kamal El Kadi et al. (2009) presentaron modelos que resuelven en cada celda las ecuaciones de agua someras bidimensionales para modelizar la inundación en cuencas urbanas frente a eventos extremos. Bates y Roo (2000) desarrollaron el modelo LISFLOOD-FP que combina una aproximación unidimensional para el cálculo del flujo en calles y bidimensional para el cálculo del flujo en llanuras de inundación. Este modelo fue empleado en Neal et al. (2009a) para analizar las inundaciones que tuvieron lugar en

una cuenca del Reino Unido en el año 2005 con muy buenos resultados. Otro modelo desarrollado recientemente para el cálculo bidimensional de zonas inundables es Iber (Bladé et al., 2014), que resuelve las ecuaciones de aguas someras 2D incluyendo la posibilidad de introducir estructuras como puentes, diques de contención y sumideros. El modelo Iber se puede descargar gratuitamente desde la web www.iberaula.es. En Hunter et al. (2007, 2008) se encuentra una revisión detallada de este tipo de modelos.

Los estudios centrados en el drenaje urbano con modelos distribuidos son más escasos, destacando las aplicaciones de Cea et al. (2010a) y Rodríguez et al. (2008). Cea et al. (2010a) aplican un modelo bidimensional de aguas someras en el que los imbornales se introducen como sumideros de masa para calcular el drenaje en la superficie de en una cuenca urbana. Este modelo además implementa una distribución espacial de la lluvia en la que se tiene en cuenta las pérdidas por infiltración de manera simultánea al cálculo del flujo. Rodríguez et al. (2008) emplean un modelo unidimensional para analizar el drenaje de dos cuencas urbanas y calibrar los parámetros hidrológicos a partir de registros de caudales a la salida de la red.

2.4 Modelos de drenaje urbano dual

La primera referencia a un tratamiento dual de los modelos de drenaje urbano aparece en Djordjevic et al. (1999), donde se describe un primer modelo numérico que permite una interacción bidireccional entre los sistemas de drenaje mayor y menor. A diferencia de los modelos anteriores, el exceso de agua que no puede ser derivado a la red de colectores (por una capacidad limitada de los imbornales o por las alturas de lámina en la red) se conduce a la sub-cuenca correspondiente.

Los primeros modelos de drenaje dual que se desarrollan siguiendo el trabajo de Djordjevic et. al. (1999) discretizan la superficie de la cuenca en una serie de canales y depósitos. Los flujos tanto en los canales de la superficie como en la red de colectores se calculan mediante las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales o mediante la

aproximación de la onda difusiva. Debido a este tratamiento unidimensional del flujo en los dos sistemas de drenaje, estos modelos se suelen referir como modelos duales 1D/1D. La interacción entre la superficie y la red de colectores se determina a partir de la hidrodinámica de la superficie y los colectores, permitiendo un intercambio bidireccional de agua entre los dos sistemas. Estos modelos emplean formulaciones de orificio y vertedero para determinar los volúmenes de agua intercambiados entre la superficie y la red de drenaje. El enfoque de los modelos 1D/1D es el empleado en numerosos paquetes de software con una amplia aceptación como son el InfoWorks-CS (Wallingford Software, 2006) o las primeras versiones de MIKE Urban, que acoplaban los modelos del Danish Hydraulics Institute MOUSE (DHI, 2003) y MIKE 11 (DHI, 2003). También es una aproximación habitual en modelos académicos y de investigación, como el modelo SIPSON (Djordjevic et al., 2005). En Zoppou (2001) y Jacobson (2011) se encuentra una revisión detallada de este tipo de modelos.

Una limitación importante de los modelos duales 1D/1D es que al definir la superficie de la cuenca como una serie de canales, las direcciones del flujo en la superficie están determinados de forma previa al cálculo hidrodinámico. Los significativos avances en los sistemas de información geográfica y la tecnología LIDAR (Laser Imaging, Detection and Ranging) contribuyen a obtener modelos digitales del terreno de gran precisión que mejoran de manera notable las predicciones de las direcciones de flujo (Maksimovic et al., 2009). Sin embargo en entornos urbanos el flujo es muy complejo, no depende únicamente de la topografía y la aproximación unidimensional no siempre es acertada (Vojinovic y Tutulic, 2009). Esto se debe principalmente a dos factores. Por una parte a que la hipótesis de flujo confinado de la aproximación unidimensional no se cumple en elementos como cruces de calles, áreas de aparcamiento, etc. en los que el flujo es claramente bidimensional. Por otra parte, en el rango de calados que habitualmente se producen en drenaje urbano (de unos pocos centímetros o milímetros) se incrementa el impacto que tienen las pequeñas discontinuidades

topográficas y geométricas en la hidrodinámica (como por ejemplo bordillos, bandas rugosas, etc). Esta variabilidad y complejidad del flujo en entornos urbanos ha sido confirmada tanto experimentalmente (Testa et al., 2007) como numéricamente (Soares-Frazao et al., 2008).

Debido a ello, en los últimos años han aparecido modelos de drenaje dual con una formulación unidimensional para la red de colectores y bidimensional para el flujo en superficie. Estos son los llamados modelos duales 1D/2D, y resuelven las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad (2D-SWE) para determinar la hidrodinámica en la superficie. En la red de colectores se mantiene la aproximación unidimensional debido a que es una formulación suficientemente precisa y con un bajo coste computacional (Leandro et al., 2009). La interacción entre los modelos de drenaje se produce también de manera bidireccional empleando formulaciones de vertedero y orificio (Aronica y Lanza, 2005; Nasello y Tucciarelli, 2005; Chen et al., 2007) o mediante el concepto de elementos de uniones múltiples propuesto en Leandro et al. (2007).

La creciente difusión de los modelos 1D/2D en estudios de drenaje urbano ha resultado en numerosos paquetes de software con una gran difusión en el mundo ingenieril. Estos paquetes se caracterizan por disponer de interfaces sencillas y suelen incorporar funciones para el pre y post procesamiento de los resultados. Dentro de esta categoría destacan la versión actual del modelo MIKE Urban, que acopla los modelos MOUSE y MIKE 21 (Carr y Smith, 2006), el Sobek Urban, desarrollado por Deltares y que acopla el 1D Sobek con el 2D Delft FLS (Bolle et al., 2006) y el TUFLOW (Philips et al., 2005). Muchos de estos modelos están derivados de los modelos de drenaje distribuidos, a los que se incorporan los modelos de cálculo de flujo en tuberías y formulaciones que permiten simular el acoplamiento entre los modelos. Al igual que con los modelos 1D/1D, también hay un desarrollo muy importante de modelos duales 1D/2D con un enfoque más académico y de investigación. Entre estos modelos

destacan los modelos descritos en Chen et al. (2007) y Aragón-Hernández (2013). El primero de estos modelos acopla el modelo de flujo en tuberías de Djordjevic et al. (2005) con el modelo de inundación UIM (Chen et al., 2005). El segundo de ellos incorpora al modelo de flujo en superficie CARPA (Bladé y Gómez, 2006) un modelo de flujo en colectores capaz de simular el efecto del aire atrapado en los conductos y que introduce una formulación bidimensional de la unión de colectores.

La elección entre el uso de modelos 1D/1D ó 1D/2D determina en gran medida la fiabilidad de los resultados y el tiempo de cálculo necesario. En general se considera que los modelos 1D/1D son una aproximación razonable cuando los canales de flujo en la superficie están claramente identificados y la escorrentía está encauzada (Mark et al., 2004; Leandro et al., 2009). En esos casos el uso de modelos 1D/1D es una alternativa robusta y con menor coste computacional a los modelos 1D/2D (Spry y Zhang, 2006). Así Paquier et al. (2003) demostró que las inundaciones que tuvieron lugar en Octubre del 1988 en la ciudad francesa de Nimes pueden ser reproducidas correctamente empleando un modelo unidimensional o bidimensional. Leandro et al. (2009) también obtuvo resultados muy similares entre modelos duales 1D/1D y 1D/2D en una pequeña cuenca de Keighley (Reino Unido) modelizada sin calibración con datos experimentales.

Por el contrario cuando el flujo en la superficie no está confinado es necesario el uso de modelos 1D/2D, donde las limitaciones a la circulación del agua en la superficie se derivan únicamente de la propia hidrodinámica y de la topografía de la superficie (Figura 2.2) (Mark et al., 2004; van Dick et al., 2014). La presencia de elementos con singularidades también hace recomendable el uso de modelo 2D para recoger correctamente las interacciones, como por ejemplo en cruces de calles (Nanía et al., 2007) o en elementos de captación (Djordjevic et al., 2013). Lhomme et al. (2006) comparó los resultados de modelos 1D y 2D de una subcuenca de la ciudad de Nimes,

determinando que las diferencias entre los dos modelos eran razonables en las calles de mayor pendiente pero se incrementaban de forma importante en las zonas llanas.



Figura 2.2 Ejemplo de flujo unidimensional (izquierda) y bidimensional (derecha). Fotografías correspondientes a las inundaciones de Diciembre del 2013 en Vigo y Vilagarcía de Arousa.

La principal limitación de los modelos 1D/2D frente a los modelos 1D/1D es su elevado coste computacional. Así Lhomme et al. (2006) y Leandro et al. (2009) observaron que las diferencias entre los tiempos de cálculo en una misma cuenca con modelos duales 1D/1D y 1D/2D podía llegar a un orden de magnitud. Esta limitación supone que actualmente los modelos 1D/2D no son capaces de realizar predicciones en tiempo real ("nowcasting") que sí se pueden realizar con modelos 1D/1D. Sin embargo, los recientes avances en técnicas de paralelización, así como el incremento en la potencia de los equipos de cálculo, ya permiten la aplicación de los modelos 1D/2D a grandes áreas con tiempos de cálculo razonables (Neal et al., 2009b; Sanders et al., 2010; Altinakar y McGrath, 2012; Leandro et al., 2014; Smith et al., 2014; Vacondio et al. 2014).

2.5 Estudios experimentales

La calibración y validación de los modelos duales (tanto 1D/1D como 1D/2D) ha estado muy condicionado por la cantidad y calidad de los datos experimentales disponibles. Un aspecto importante que ha condicionado esta falta de datos es el hecho de que muchas de las redes de drenaje existentes son redes unitarias, lo que dificulta la

calibración de los modelos numéricos al no poder realizar una separación clara de los flujos sanitarios de los derivados de la transformación de lluvia-escorrentía. Además, muchas de estas redes unitarias fueron construidas hace muchos años y su instrumentación y monitorización no siempre es sencilla (Butler y Davies, 2004).

Dentro de las redes separativas, son pocas las que cuentan con sistemas de monitorización en tiempo real o bien con registros de datos suficientes para permitir una calibración eficaz de los modelos de drenaje dual (Haestad y Durrans, 2003; Schmitt et al., 2004). Bertrand-Krajevski et al. (2003) estiman las incertidumbres de las medidas de caudales en las redes de drenaje en un 20%, reduciendo aproximadamente a la mitad la incertidumbre en las medidas de volumen. Estos rangos de incertidumbre supone un gran contraste entre la precisión con la que los modelos numéricos reproducen fenómenos físicos y la asociada a los datos empleados en su calibración y validación. Además, los eventos de lluvia en los que se produce la entrada en carga de la red (más indicados para analizar la interacción entre la superficie y la red de colectores) son todavía más difíciles de monitorizar y la fiabilidad de los datos en esos casos es todavía menor.

Esto ha resultado en que varios modelos de drenaje dual se calibren o validen a partir de estimaciones de los niveles alcanzados en la superficie durante eventos de lluvia extremos. Hsu et al. (2000) y Chen et al. (2005) calibraron modelos de drenaje duales 1D/2D de la ciudad de Taipei comparando la extensión de las zonas inundadas del modelo numérico con las reportadas por las autoridades locales al paso de sendos tifones. Freni et al. (2012) calibró un modelo de inundación a partir de niveles de agua observados en diferentes puntos del centro de Palermo en 10 inundaciones. Seyoum et al. (2011) calibró un modelo 1D/2D de una subcuenca del centro de Bangkok a partir de la evolución temporal del calado en dos colectores durante dos eventos de lluvia. Posteriormente validó el modelo calibrado a partir de los calados estimados en la superficie durante dos eventos adicionales en los que se produjo la entrada en carga

de la red. Chen et al. (2009) validaron un modelo de inundación del campus de la Universidad de Memphis a partir de las estimaciones del calado en uno de los edificios del campus durante dos eventos de lluvia.

Este enfoque en las calibraciones y validaciones de los modelos de drenaje es cuanto menos discutible dado el reducido número de datos empleados y la incertidumbre de los mismos. Además, no siempre se conocen o caracterizan correctamente los fenómenos físicos que intervienen en estos sucesos extremos.

Frente a este enfoque, otros autores optaron por calibrar y validar los modelos a partir de datos correspondientes a eventos no extremos, en los que la precisión y la cantidad de los datos experimentales suele ser mayor. Una opción habitual es monitorizar la precipitación en la superficie mediante pluviómetros y el caudal a la salida de la red de colectores mediante caudalímetros, calibrando el modelo de drenaje a partir de los hietogramas en superficie y los hidrogramas a la salida de la red de colectores. Esta opción supone una inversión económica reducida y cuenta con la ventaja de que la instalación y mantenimiento de los equipos no es muy compleja. La instalación de un caudalímetro en el final de la red de colectores es más sencillo que en el resto de la red por ser mayores los diámetros de las conducciones (Figura 2.3). Mannina y Viviani (2010) calibraron y validaron un modelo de transformación de lluvia escorrentía y flujo en colectores a partir de los hidrogramas en la salida y los hietogramas registrados en dos cuencas italianas. Thorndahl et al. (2008) calibraron el modelo Mike Urban con los caudales medidos en el colector de salida de una pequeña localidad de 7000 habitantes en Dinamarca mediante la metodología GLUE. Kleidorfer et al. (2009) calibraron otro modelo agregado (KAREN) con los datos de precipitación y de salida en la red de colectores de dos cuencas de aproximadamente 90 y 40 Ha en Australia.



Figura 2.3 Fotografía de caudalímetro antes de la puesta en servicio (izquierda) y una vez colocado (derecha). Fotografías extraídas de Del Río (2011).

La calibración de los modelos así realizada presenta la limitación de restringirse al comportamiento del modelo a la salida de la red, donde tienden a anularse los errores de los elementos de drenaje situados aguas arriba. De esta forma un ajuste correcto entre las medidas experimentales y los resultados del modelo únicamente a la salida de la red no garantiza un correcto modelizado del flujo en la superficie ni su posterior distribución y propagación en la red de drenaje.

La calibración y validación de modelos numéricos de drenaje urbano con modelos físicos en laboratorio es muy escasa debido a la escala espacial de los procesos estudiados. Cea et al. (2010b) validaron un modelo bidimensional distribuido de drenaje urbano mediante ensayos en un modelo a escala de una cuenca urbana con un simulador de lluvia artificial. Los hidrogramas resultantes de la transformación de lluvia-escorrentía se emplearon además para analizar la eficiencia de diferentes formulaciones para representar edificaciones en modelos bidimensionales. Ishigaki et al. (2003) validaron un modelo numérico de drenaje distribuido empleando ensayos realizados en un modelo físico a escala de una zona de 2 Km² del centro de Kyoto. En dicho se recoge la geometría de la superficie y los imbornales de entrada en la red de drenaje, reproduciendo en los ensayos el rebose del río Kamo y midiendo los calados y caudales en diferentes puntos de la cuenca (Figura 2.4) .



Figura 2.4 Fotografía del montaje utilizado en Cea et al. (2010b) (izquierda) e Ishigaki et al. (2003) (derecha).

La escasez de validaciones de los modelos numéricos con datos de laboratorio contrasta con la cantidad de estudios realizados en elementos concretos de las infraestructuras de drenaje urbano. En este sentido Nanía (2007) y Mignot et al. (2008) presentan montajes experimentales correspondientes al cruce de dos calles. La interacción de los flujos provenientes de cada calle se analiza experimental y numéricamente, comparando registros de caudales derivados en cada calle y los calados en diferentes puntos de las uniones con los resultados calculados con modelos bidimensionales. El acople de los elementos mayor y menor de drenaje también ha sido objeto de numerosos estudios. Así Gómez y Russo (2005, 2009) y Russo et al. (2013) analizaron mediante ensayos en laboratorio el comportamiento hidráulico de distintos tipos de rejillas, proporcionando expresiones empíricas de la eficiencia basadas en su geometría y condición de flujo. Zhao et al. (2006) propusieron expresiones de la altura de lámina en uniones de colectores en carga a partir de datos experimentales. Djordjevic et al. (2013) y Lopes et al. (2012) analizaron el flujo en la superficie alrededor de un imbornal mediante modelos físicos y modelos numéricos 3D.

2.6 Resumen y conclusiones

El desarrollo de los modelos de drenaje urbanos se ha visto impulsado por la creciente necesidad de disponer de herramientas que permitan entender y predecir la

escorrentía movilizada en tiempo de lluvia. Los primeros modelos desarrollados consideraban la superficie de la cuenca como una superficie homogénea o un agregado de superficies de características uniformes, y los hidrogramas a la salida se determinaban con expresiones sencillas. Los sistemas de drenaje mayor y menor se calculaban de manera separada y la interacción entre ambos no era muy realista. Un primer avance fue el desarrollo de los modelos distribuidos, que tenían en cuenta la distribución espacial en la caracterización de la superficie y la resolución de la hidrodinámica. Sin embargo estos modelos siguieron manteniendo la separación entre los flujos de la superficie y la red de colectores, lo que orientó la aplicación de la mayoría de estos modelos a estudios de inundación. Los primeros modelos duales aparecen tras el trabajo de Djordjevic et al. (1999), abandonándose el planteamiento separado de los dos sistemas de drenaje. Dentro de los modelos duales se distingue entre los modelos 1D/1D y 1D/2D, según la hidrodinámica en la superficie se modelice con ecuaciones unidimensionales o bidimensionales. Los modelos 1D/1D suponen una opción computacionalmente menos costosa que los 1D/2D, pero su fiabilidad es más discutible cuando el flujo no está confinado. Los notables avances y los grandes esfuerzos destinados al desarrollo de modelos contrasta con los empleados en la validación y calibración de dichos modelos. Así muchos de los modelos se calibran empleando datos experimentales con grandes incertidumbres y la aplicación de estos modelos en laboratorio, donde el control de las variables permite reducir de manera muy significativa las incertidumbres experimentales, es escasa.

Capítulo 3. Descripción del modelo de drenaje dual

3.1 Introducción

El drenaje urbano integra dos sistemas: por una parte el drenaje del llamado sistema mayor que se produce en la superficie de la cuenca (a través de calles, cunetas, etc.) y por otra parte el sistema menor que está formado por la red de colectores. El modelo numérico de drenaje dual desarrollado en esta tesis modeliza estos dos sistemas mediante dos modelos separados que interactúan a través de imbornales (Figura 3.1).

El drenaje en el sistema mayor se modeliza con un modelo de flujo en superficie bidimensional que resuelve las ecuaciones de aguas someras para calcular la hidrodinámica de la superficie de la cuenca. A partir de los hietogramas de lluvia el modelo calcula la transformación de lluvia escorrentía en la superficie de la cuenca y los campos de calados y velocidades resultantes. En los imbornales se produce el acoplamiento de los modelos, determinando el intercambio de masa entre la superficie y la red de colectores a partir de la hidrodinámica en los elementos de acoplamiento. El drenaje en el sistema menor se calcula entonces con un modelo de flujo unidimensional que determina los calados y caudales en la red de colectores.

El modelo de flujo en superficie fue desarrollado y validado en estudios anteriores a esta tesis, presentando una descripción detallada del mismo en Cea et al. (2007, 2010a) y Cea y Vázquez-Cendón (2012). Por el contrario, tanto el modelo de flujo en la red de colectores como el acoplamiento con el modelo de flujo en superficie son un resultado original de la presente tesis. Ambos modelos están escritos en lenguaje FORTRAN.

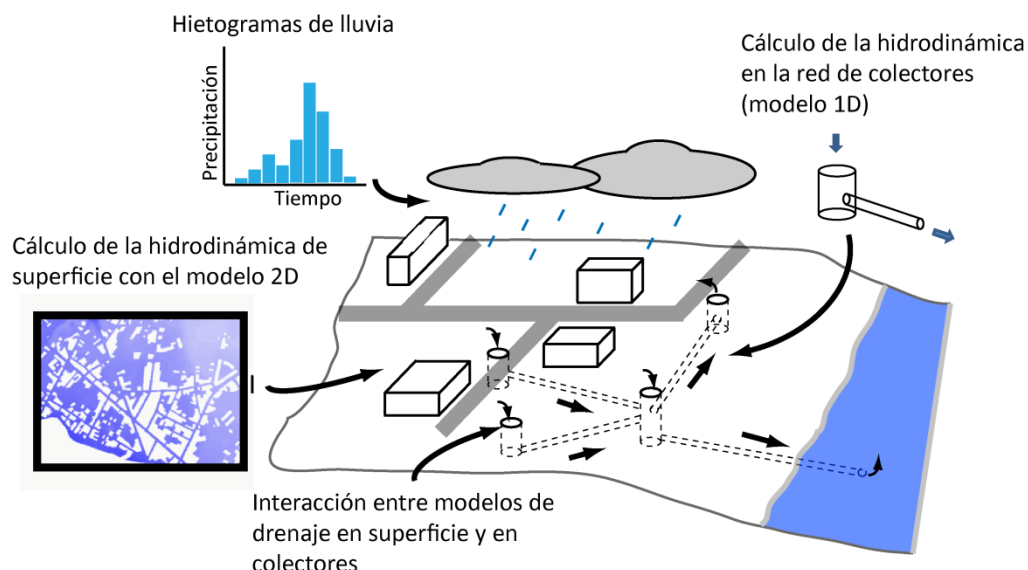


Figura 3.1 Esquema del modelo de drenaje dual.

3.2 Modelo de flujo en superficie

El modelo de flujo en superficie resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales, para calcular los campos de calados y velocidad. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución uniforme de la velocidad en profundidad. Estas aproximaciones son bastante razonable en los flujos habituales en cuencas urbanas donde el espesor de la lámina de agua suele ser muy reducido y la presencia de flujos tridimensionales no es frecuente.

La descripción detallada del modelo de flujo en superficie se puede Cea et al.(2010a), Cea y Vázquez -Cendón (2012) por lo que en el presente texto únicamente se resumen sus principales características. Este modelo ha sido validado y aplicado en estudios de transformación de lluvia - escorrentía en Cea et al. (2010a,b), tratando correctamente algunas de las principales dificultades que aparecen al modelizar

flujos en superficie en drenaje urbano, como son la presencia de frentes secomojados variables, calados muy bajos y una elevada fricción de fondo.

3.2.1 Ecuaciones de flujo

Las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad se expresan como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu_x}{\partial x} + \frac{\partial hu_y}{\partial y} = M_s \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial hu_x}{\partial t} + \frac{\partial hu_x^2}{\partial x} + \frac{\partial hu_y u_x}{\partial y} + gh \frac{\partial h}{\partial x} = -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + M_x \quad (3.2)$$

$$\frac{\partial hu_x}{\partial t} + \frac{\partial hu_x u_y}{\partial x} + \frac{\partial hu_y^2}{\partial y} + gh \frac{\partial h}{\partial y} = -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + M_y \quad (3.3)$$

donde h es el calado, u_x y u_y son las componentes de la velocidad promediada en profundidad, z_b es la elevación de fondo, g es la aceleración de la gravedad, τ_b es la fricción debido al rozamiento del fondo y M_s , M_x , M_y son respectivamente los términos fuente/sumidero de masa y de cantidad de movimiento. Mediante estos términos se realiza la modelización de precipitación e infiltración así como la interacción con el modelo de flujo en colectores. En esta formulación de las ecuaciones de aguas someras se han eliminado los términos de fricción por viento, tensiones turbulentas y efecto Coriolis debido al escaso impacto que tienen estos términos en los problemas habituales de drenaje urbano.

3.2.2 Esquemas numéricos

Las ecuaciones hidrodinámicas 2D-SWE se resuelven en forma integral en una malla no estructurada por el método de volúmenes finitos. Este método es uno de los más extendidos y aceptados en dinámica de fluidos por su gran eficiencia al resolver leyes de conservación. El flujo se discretiza mediante un esquema descentrado de Roe (1986), mientras que la pendiente de fondo se discretiza con el esquema descentrado

propuesto en Bermúdez y Vázquez-Cendón (1994). El esquema numérico es explícito en tiempo, limitando el paso de tiempo estable en cada iteración mediante la condición de Courant-Friederich-Levy aplicada a todos los elementos de la malla:

$$\Delta t_{2D} = \min \left(CFL_{2D} \frac{R_{hj}}{|U|_j + \sqrt{gh_j}} \right) \quad (3.4)$$

donde CFL_{2D} es una constante menor a 1 para garantizar la estabilidad numérica y $|U|_j$, h_j y R_{hj} son respectivamente el módulo de la velocidad, el calado y el radio hidráulico del elemento j de la malla. El radio hidráulico R_{hj} se calcula como $R_{hj} = A_j/P_j$ siendo A_j y P_j el área y perímetro mojado del elemento.

Para el tratamiento de los frentes seco-mojado se define una tolerancia ϵ_{wd} , de forma que si el calado en una celda es menor a ϵ_{wd} , la celda se considera seca y no se incluye en el cálculo. En aquellas aristas que definen el frente seco-mojado se impone una condición de reflexión (flujo normal nulo) y se redefine la pendiente de fondo en las aristas para preservar soluciones hidrostáticas en batimetrías irregulares (Cea et al., 2007). La altura de agua nunca se fuerza a cero, con el fin de evitar pérdidas de masa en el interior del dominio de cálculo.

3.2.3 Fricción de fondo

El fondo ejerce una fuerza de rozamiento sobre el fluido que se opone a la velocidad media. En los modelos basados en las ecuaciones de aguas someras esta fricción se relaciona con la velocidad promediada en profundidad a través de un coeficiente de fricción. Entre los numerosos coeficientes existentes, uno de los más aceptados en ingeniería hidráulica es el coeficiente de Manning.

El uso de coeficientes de Manning constantes está aceptado de manera general para flujos con calados del orden de metros o incluso centímetros, como es habitual en hidráulica fluvial o en estudios de inundabilidad en entornos urbanos (Mignot et al.

2006; Soares-Frazao et al. 2008; Hunter et al. 2008; Schubert et al. 2008; Fewtrell et al. 2008). Sin embargo en estudios de drenaje urbano el flujo en la superficie puede ser de sólo unos pocos milímetros de espesor. En flujos tan someros no se puede garantizar que el régimen sea turbulento rugoso y en esos casos la validez de las formulaciones y coeficientes empleados en hidráulica fluvial no siempre está justificado. En diferentes estudios experimentales relativos a las transformaciones lluvia - escorrentía se ha detectado que los coeficientes de rugosidad varían de forma significativa con el calado y el caudal (Shaw et al. 2006; Wilson y Horrit, 2002; Howes et al. 2006). En calibraciones de modelos bidimensionales para problemas similares, los coeficientes de Manning obtenidos son claramente superiores a los recomendados en los manuales de referencia hidráulicos (Cea et al., 2010b). También numerosos autores (Katz et al., 1995; Kivva y Zheleznyak, 2005; Zhang y Cundy, 1989, Fraga et al., 2013) han señalado el incremento de la rugosidad efectiva que suponen los impactos de las gotas de lluvia en flujos someros, especialmente cuando los calados disminuyen por debajo de un determinado umbral (Gao et al. 2003, 2005).

Debido a ello se desarrolló un estudio de la influencia del calado y la intensidad de lluvia en los coeficientes de fricción empleando el modelo de flujo en superficie. Una descripción detallada de este estudio se presenta en Fraga et al. (2014), incluido en la presente tesis. En dicho estudio se midieron los hidrogramas resultantes de la transformación de lluvia-escorrentía a la salida de un canal rectangular con una pendiente longitudinal constante. Los hidrogramas medidos experimentalmente se compararon con los calculados por el modelo de flujo en superficie considerando primero una formulación constante del Manning y luego una formulación variable. Los resultados mostraron que el modelo numérico reproducía mejor los hidrogramas experimentales con una formulación del coeficiente de Manning variable, incrementando el coeficiente de fricción a medida que el calado disminuye y la intensidad de lluvia aumenta.

A raíz de los resultados obtenidos, en el modelo dual acoplado se incorpora una formulación variable del coeficiente de fricción para el cálculo de la hidrodinámica de la superficie. Como dato de entrada se requiere una relación entre el coeficiente de Manning y el número de Reynolds, obtenida experimentalmente, asignando a cada elemento de la malla de cálculo el coeficiente de fricción correspondiente según el calado en cada instante. Es importante destacar que dicha formulación se basa en datos experimentales y tiene un carácter empírico, extendiendo la relación entre la velocidad media y la fricción de fondo mediante coeficientes de Manning incluso cuando el régimen no es turbulento rugoso. Aunque dicha aproximación es cuestionable desde el punto de vista teórico, los resultados experimentales muestran un buen ajuste a esta formulación.

3.3 Modelo de flujo en colectores

El modelo de flujo en colectores resuelve las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales para determinar los calados y velocidades en la red de colectores. Las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales mantienen las aproximaciones de distribución uniforme de la velocidad en profundidad y presión hidrostática de las ecuaciones 2D-SWE. Adicionalmente, consideran que el flujo sólo se puede producir en una dirección. En elementos en los que el flujo es lineal (conducciones, canales, etc.) esta aproximación es razonable y actualmente la mayoría de los modelos de drenaje urbano emplean las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales para calcular el flujo en redes de colectores.

Tanto el modelo de flujo en colectores como su acoplamiento al modelo de flujo en superficie son un resultado original de la presente tesis. El modelo de flujo en colectores ha sido desarrollado para colectores circulares, sin embargo en futuros desarrollos se ampliarán las formulaciones implementadas para incluir diferentes tipos de secciones.

3.3.1 Ecuaciones

Asumiendo que no hay flujos de entrada laterales, las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales se expresan como:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.5)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} + I \right) = -g \cdot A \cdot \frac{dz}{dx} - c_D \frac{P_m Q |Q|}{A^2} \quad (3.6)$$

donde A es la sección mojada del colector, Q es el caudal, g es la constante gravitacional, z es la cota de fondo del colector, x es la distancia a lo largo del colector y P_m es el perímetro mojado. c_D es un coeficiente de fricción adimensional que se calcula según la ecuación (3.7) donde n es el coeficiente de fricción de Manning y R_h es el radio hidráulico.

$$c_D = \frac{gn^2}{R_h^{1/3}} \quad (3.7)$$

El término I en la ecuación (3.6) representa la fuerza debida a la presión hidrostática que en el caso de conductos circulares en lámina libre se calcula con la siguiente ecuación (Sturm, 2010):

$$I = \frac{1}{24} [3 \cdot \sin(\theta/2) - \sin^3(\theta/2) - 3(\theta/2)\cos(\theta/2)] g d^3 \quad (3.8)$$

siendo θ el ángulo que forma la superficie libre y del diámetro de la conducción (Figura 3.2). En el caso de flujos a presión el modelo emplea la aproximación de dos componentes (*Two-Components Pressure Approach* o TPA en inglés) descrita en Vasconcelos et al. (2006) para calcular el término de presión.

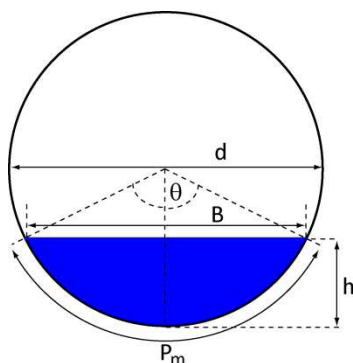


Figura 3.2. Definición del ángulo θ , anchura de la superficie libre (B), perímetro mojado (P_m) y calado (h) en un conducto circular de diámetro (d).

El método TPA consiste en asumir que el término de presión tiene dos componentes cuando el conducto entra en carga. El primero de ellos correspondiente a la presión hidrostática, y el segundo corresponde a la carga de presión que genera una deformación del conducto. El término de presión hidrostática se calcula con la ecuación (3.8) con $\theta=2\pi$, mientras que el término debido a la deformación se calcula asumiendo que el conducto se deforma elásticamente aumentando o disminuyendo la sección transversal como resultado de la presión. De acuerdo con Wylei et al. (1993) la velocidad de una onda de presión (a) en un conducto se puede expresar en términos de la deformación como:

$$a^2 = \frac{\frac{\Delta p}{\rho}}{\frac{\Delta A}{A_p} + \frac{\Delta p}{\rho}} \quad (3.9)$$

donde ρ es la densidad del fluido, Δp es la presión, ΔA es la variación de la sección transversal debido a la elasticidad de la tubería y A_p es el área de la sección del conducto que en colectores circulares es $A_p = \pi d^2/4$. A partir de dicha expresión y asumiendo que el fluido es incompresible ($\Delta \rho = 0$), la variación de la sección transversal ΔA se reescribe en función de la presión en metros de columna de agua ($H = \Delta p / g\rho$) como:

$$H = \frac{a^2 \Delta A}{g A_p} \quad (3.10)$$

El término de presión I se calcula entonces como la suma del término hidrostático calculado con la ecuación (3.8) asumiendo $\theta=2\pi$, y un término de presión por deformación del conducto igual a HgA_p con lo que el término de presión para conductos circulares en carga resulta:

$$I = \frac{\pi}{4} g d^2 (H + d/2) \quad (3.11)$$

La celeridad de la onda de presión se calcula a partir de las características geométricas y mecánicas del conducto como:

$$a = \sqrt{\frac{Ee}{d\rho_c}} \quad (3.12)$$

siendo E , e y ρ_c el módulo de elasticidad, el espesor y la densidad del conducto respectivamente.

3.3.2 Esquemas numéricos

El modelo de flujo en colectores emplea un método de volúmenes finitos de tipo Godunov con un esquema explícito en tiempo para resolver las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales. Las ecuaciones (3.5) y (3.6) se pueden expresar de forma vectorial como:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} = \mathbf{S}_o + \mathbf{S}_f \quad (3.13)$$

donde \mathbf{U} , \mathbf{F} , \mathbf{S}_o y \mathbf{S}_f son los vectores:

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix} \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} Q \\ Q^2/A + I \end{pmatrix} \quad \mathbf{S}_o = \begin{pmatrix} 0 \\ -gA \frac{dz}{dx} \end{pmatrix} \quad \mathbf{S}_f = \begin{pmatrix} 0 \\ -c_D \frac{P|Q|}{A^2} \end{pmatrix} \quad (3.14)$$

Cada colector de longitud L se discretiza en N volúmenes de cálculo de longitud $\Delta x = L/N$, de forma que la ecuación (3.13) en la celda i -ésima para el paso de tiempo n se puede expresar como:

$$\mathbf{U}_i^{n+1} = \mathbf{U}_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} [\mathbf{F}_{i+1/2}^n - \mathbf{F}_{i-1/2}^n] + \Delta t [(\mathbf{S}_o)_i^n - (\mathbf{S}_f)_i^n] \quad (3.15)$$

Los flujos de masa y cantidad de movimiento, representados por el vector \mathbf{F} , se evalúan en los contornos de las celdas mientras que los términos fuente, representados por los vectores \mathbf{S}_o y \mathbf{S}_f se promedian en cada celda utilizando una discretización que preserva las soluciones estacionarias. La discretización utilizada asegura la conservación de la masa y evita inestabilidades numéricas cuando el calado en los elementos del colector tiende a cero.

El paso de tiempo en el modelo 1D se define a partir de la condición de Courant-Friederich-Levy (CFL_{1D}) aplicada a todos los elementos de la red de drenaje:

$$\Delta t_{1D} = \min \left(CFL_{1D} \frac{\Delta x_i}{|u_i| + c_i} \right) \quad (3.16)$$

donde u_i y c_i son respectivamente la velocidad del agua y la celeridad de onda en el elemento i -ésimo de la red. La celeridad de una onda de gravedad en un conducto circular cuando el flujo es en lámina libre se calcula como:

$$c = \sqrt{g \frac{A}{B}} = \left(\frac{gd(\theta - \sin\theta)}{8\sin(\theta/2)} \right)^{1/2} \quad (3.17)$$

siendo B el ancho de la superficie libre (Figura 3.2). Cuando la conducción está prácticamente llena, el ancho de la superficie libre tiende a cero y la celeridad de la onda tiende a infinito. Por ello, cuando la celeridad calculada con la ecuación (3.17) es superior a la celeridad de la onda de presión calculada con la ecuación (3.12) se impone que $c=a$.

Discretización de los vectores de flujo

Los flujos de masa y de cantidad de movimiento se calculan en los contornos de las celdas ($\mathbf{F}_{i-1/2}$ y $\mathbf{F}_{i+1/2}$ con $i=2\dots N-1$) empleando una versión modificada del esquema HLL descrita en Sanders y Bradford (2010). Los flujos se evalúan a partir de los calados, la presión y el caudal a ambos lados del contorno:

$$\mathbf{F}_{i-1/2} = \mathbf{F}_{\text{HLL}}(h_L, h_R, H_L, H_R, Q_L, Q_R) \quad (3.18)$$

donde

$$h_L = h_{i-1} + \frac{\Delta h_{i-1}}{2} \quad h_R = h_i - \frac{\Delta h_i}{2} \quad (3.19)$$

$$H_L = H_{i-1} + \frac{\Delta H_{i-1}}{2} \quad H_R = H_i - \frac{\Delta H_i}{2} \quad (3.20)$$

$$Q_L = Q_{i-1} \quad Q_R = Q_i \quad (3.21)$$

Δh_i y ΔH_i corresponden a la variación del calado y la presión a lo largo la celda i -ésima, como se muestra en la Figura 3.3 donde los subíndices R y L representan las variables a la derecha e izquierda del contorno respectivamente.

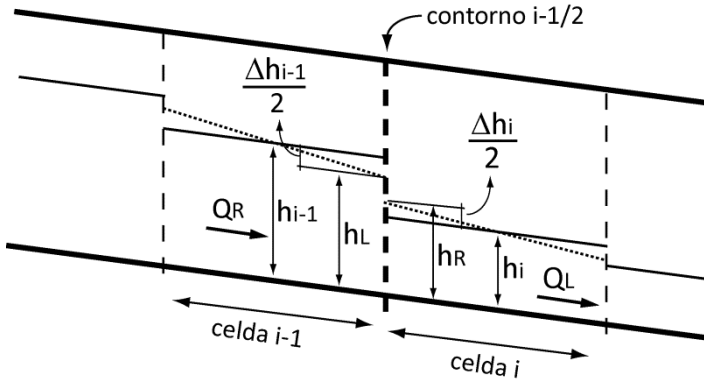


Figura 3.3 Esquema de las variables empleadas para calcular los flujos en los contornos de cada celda.

El esquema empleado para calcular Δh_i y ΔH_i alterna entre calado constante y altura de lámina constante para preservar soluciones hidrostáticas. Esta alternancia

depende de la relación entre la fricción y la pendiente de fondo. Para ello en primer lugar en cada celda se calcula el cociente s_i como:

$$s_i = \frac{c_{Di} u_i^2}{g R_{hi} |dz/dx|} \quad (3.22)$$

A continuación cada celda se clasifica como seca o mojada y dentro de las mojadas como ventilada o no ventilada. Una celda se considera mojada cuando se cumple al menos una de las siguientes condiciones:

- El calado es superior a un umbral determinado (ϵ_{wd}).
- El término s_i es igual o superior a un valor crítico (s^*).
- El área mojada es superior a A^* , que corresponde al área mínima necesaria para sumergir simultáneamente los dos extremos de una celda.

El valor de A^* para conductos circulares se obtiene a partir de las siguientes expresiones:

$$\theta^* = 2 \arccos(1 - 2|\Delta z_i|/d) \quad (3.23)$$

$$A^* = \frac{d^3}{96|\Delta z_i|} (9 \sin(\theta^*/2) - 6 \cos(\theta^*/2) \theta^* + \sin(3\theta^*/2)) \quad (3.24)$$

donde Δz_i es la diferencia de cota entre los extremos de una celda, calculado como $\Delta z_i = z_{i+1/2} - z_{i-1/2}$.

Una celda mojada a su vez puede ser ventilada o no. Se considera que una celda está ventilada cuando su calado o el calado de una de las celdas adyacentes son menores al diámetro del colector. En una celda mojada y no ventilada, Δh_i es nulo y ΔH_i se calcula en función de s_i como:

$$\Delta H_i = \begin{cases} -\frac{1}{2} \Delta z_i (1 + \cos(\pi s^*/s)) & s_i < s^* \\ 0 & s_i \geq s^* \end{cases} \quad (3.25)$$

En una celda mojada y ventilada, ΔH_i es nulo y Δh_i se calcula como:

$$\Delta h_i = \begin{cases} -\frac{1}{2} \Delta z_i (1 + \cos(\pi s^*/s)) & s_i < s^* \\ 0 & s_i \geq s^* \end{cases} \quad (3.26)$$

Una vez definidos ΔH_i y Δh_i en cada celda, se aplican las ecuaciones (3.19), (3.20) y (3.21) para determinar respectivamente los calados, presiones y caudales a ambos lados de cada contorno. En las celdas no ventiladas se impone una celeridad en los contornos igual a la velocidad de una onda de presión calculada con la ecuación (3.12). Las celeridades en los contornos de celdas ventiladas se calculan con la ecuación (3.17) a partir los ángulos θ_L y θ_R , determinados a partir de los calados a ambos lados como:

$$\theta_L = 2\arccos(1 - 2h_L/d) \quad \theta_R = 2\arccos(1 - 2h_R/d) \quad (3.27)$$

El vector de flujos en cada contorno se calcula entonces según la formulación del esquema HLL (Toro, 2001):

$$\mathbf{F} = \begin{cases} \mathbf{F}_L & w_L > 0 \\ \mathbf{F}^* & w_L \leq 0 \leq w_R \\ \mathbf{F}_R & w_R < 0 \end{cases} \quad (3.28)$$

$$\mathbf{F}^* = \frac{w_R \mathbf{F}_L - w_L \mathbf{F}_R + w_L w_R (\mathbf{U}_R - \mathbf{U}_L)}{w_R - w_L} \quad (3.29)$$

donde \mathbf{F}_L y \mathbf{F}_R son respectivamente los vectores de flujo a la izquierda y a la derecha del contorno y w_L y w_R son las celeridades a ambos lados del contorno. Estas celeridades se calculan empleando el modelo de expansión dual propuesto por Toro (1992):

$$w_L = \min(u_L - c_L, u^* - c^*) \quad w_R = \max(u^* + c^*, u_R + c_R) \quad (3.30)$$

donde el super-índice * se refiere a las variables de un estado intermedio resultante de la interacción de dos ondas de expansión. Para determinar tanto la velocidad

como la celeridad de este estado intermedio, en primer lugar se calculan los invariantes de Riemann a ambos lados del contorno con la simplificación propuesta en Leon et al. (2006) para conductos circulares:

$$\Phi_{L,R} = \beta \sqrt{gd/8} \sin(\theta_{L,R}/4) \quad (3.31)$$

donde β es una constante igual a 6.41. A partir de los invariantes a ambos lados del contorno, el invariante y la velocidad del estado intermedio se calculan como:

$$\Phi^* = \frac{1}{2}(\Phi_L + \Phi_R) + \frac{1}{2}(u_L - u_R) \quad (3.32)$$

$$u^* = \frac{1}{2}(u_L + u_R) + \frac{1}{2}(\Phi_L - \Phi_R) \quad (3.33)$$

Si el valor de Φ^* es inferior al correspondiente a un conducto en carga ($\Phi_p = 6.41(gd/8)^{1/2}$) en el estado intermedio el colector no entra en carga. En ese caso la celeridad del estado intermedio (c^*) se calcula con la ecuación (3.17) a partir del ángulo calculado como:

$$\theta^* = 4\arcsin(\Phi^* / \Phi_p) \quad (3.34)$$

Cuando Φ^* es superior al correspondiente a un conducto en carga la celeridad del estado intermedio se iguala a la velocidad de una onda de presión definida en la ecuación (3.12).

3.3.3 Condiciones de contorno

En el modelo dual presentado en esta tesis la formulación empleada para calcular los flujos en los contornos de las conducciones corresponde a la descrita en Sanders y Bradford (2010). Dicha formulación calcula los flujos de masa y cantidad de movimiento a partir de la altura de agua en el pozo unido al colector (h_u) y el calado (h_c), la presión (H_c), y el caudal (Q_c) en el conducto (Figura 3.4).

$$\mathbf{F}_B = \mathbf{F}_B(h_u, h_c, H_c, Q_c) \quad (3.35)$$

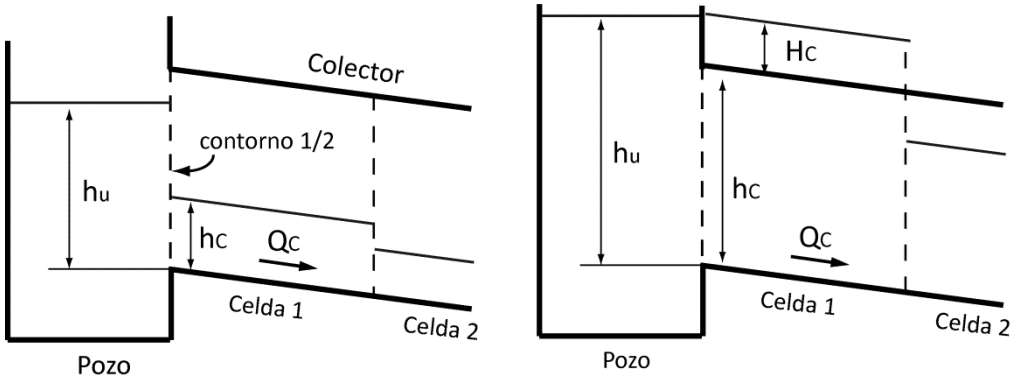


Figura 3.4 Esquema de las variables empleadas para el cálculo de los flujos en los contornos.

Las ecuaciones presentadas a continuación corresponden a la situación mostrada en la Figura 3.4, es decir para el primer contorno del colector. El caudal en el conducto se considera positivo cuando es en el sentido indicado en la Figura 3.3, es decir, de la celda 1 a la celda 2. Para el último contorno los vectores de flujo (\mathbf{F}_B^R) se calculan aplicando la siguiente transformación:

$$\mathbf{F}_B^R = \begin{pmatrix} -1 & 0 \\ 0 & 1 \end{pmatrix} \mathbf{F}_B(h_u, h_c, H_c, -Q_c) \quad (3.36)$$

La formulación empleada para calcular \mathbf{F}_B considera diferentes ecuaciones en función de las condiciones de flujo en los dos lados del contorno. Estas condiciones distinguen entre flujos en lámina libre y en carga, y dentro de los flujos en lámina libre flujo subcrítico y supercrítico. Para definir las condiciones a imponer, en primer lugar se determinan los calados, presiones y caudales en el lado del contorno correspondientes a la conducción a partir de las ecuaciones (3.19), (3.20) y (3.21). En el caso del contorno situado en el primer elemento del colector $h_c = h_1 - \Delta h_1/2$, $H_c = H_1 - \Delta H_1/2$ y $Q_c = Q_1$, mientras que en el elemento situado al final del mismo $h_c = h_N + \Delta h_N/2$, $H_c = H_N + \Delta H_N/2$ y $Q_c = Q_N$. Si el calado en el lado de la conducción es menor al diámetro se determina el ángulo θ_c mediante la ecuación (3.27), la celeridad de la onda de gravedad en el colector (c_c) con la ecuación (3.17) y el área en el lado del colector (A_c) se calcula como:

$$A_c = \frac{1}{8}(\theta_c - \sin\theta_c)d^2 \quad (3.37)$$

Cuando el conducto está en carga se impone que la celeridad en el conducto es la celeridad de la onda de presión ($c_c=a$). El área A_c se determina como $A_c=\pi d^2+\Delta A$, donde ΔA se calcula con la ecuación (3.10) a partir de la presión H_c . Tanto en el caso del contorno en lámina libre como en carga, la velocidad en el lado del colector se determina como $u_c=Q_c/A_c$, y el número de Froude se calcula como:

$$F_R = \frac{|u|_c}{c_c} \quad (3.38)$$

En función del número de Froude, h_u , h_c y H_c se consideran los siguientes casos:

- *Colector seco*

Cuando los calados en ambos lados del contorno son muy bajos ($h_u < \epsilon$ y $h_c < \epsilon$) no se produce flujo en el contorno. Este caso el vector de flujos en el contorno es nulo.

$$\mathbf{F}_B = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3.39)$$

- *Flujo en presión*

Esta situación se produce cuando el conducto está en presión ($H_c > \epsilon$) y comprende tres posibles casos (Figura 3.5). El primero de ellos es un flujo de entrada en un colector sumergido y se produce cuando el conducto está en carga ($H_c > \epsilon$), el calado en el pozo es mayor al diámetro del colector ($h_u > d$) y el caudal en el colector es positivo ($Q_c > 0$). En este caso se asume que en el contorno el calado es igual al diámetro del conducto ($h_b = d$), y la velocidad (u_b) y la presión (H_b) en el contorno se calculan resolviendo simultáneamente la ecuación de energía entre el pozo y el contorno (3.40) y una ecuación característica del flujo a presión entre el contorno y el colector (3.41) descrita en Wiley et al. (1993):

$$h_u - d = H_B + (1 - C_{\text{LOSS}}) \frac{u_B^2}{2g} \quad (3.40)$$

$$H_B - \frac{a}{g} u_B = H_C - \frac{a}{g} u_C \quad (3.41)$$

donde C_{LOSS} es un coeficiente de pérdida de carga que se suele tomar como 0.5 de acuerdo con Sanders y Bradford (2010). Las ecuaciones (3.40) y (3.41) determinan una ecuación cuadrática de u_B (una vez descartada la raíz negativa). Al resolver la ecuación cuadrática, u_B puede resultar en un valor complejo. En ese caso se descarta la solución compleja, imponiendo que la velocidad en el contorno sea igual a la del conducto ($u_B = u_C$) y la presión en el contorno se calcula como $H_B = h_u - d$. Si la solución de la ecuación cuadrática no es un complejo pero con el valor de u_B obtenido se obtiene una presión negativa, se impone una presión nula en el contorno ($H_B = 0$) y u_B se calcula con la ecuación (3.41). Una vez calculados u_B y H_B el vector de flujo en el contorno se calcula como:

$$\mathbf{F}_B = \left(\frac{u_B A_p}{A_p} + \frac{\pi}{4} g d^2 (H_B + d/2) \right) \quad (3.42)$$

El segundo caso corresponde a un flujo de salida a presión y se produce cuando el conducto está en carga ($H_C > \varepsilon$), el calado en el pozo es mayor al diámetro de la conducción ($h_u > d$) y el caudal en el colector es negativo ($Q_c < 0$). La presión en el contorno se calcula como $H_B = h_u - d$ y u_B se calcula mediante la ecuación (3.40). A partir de u_B y H_B el vector de flujo en el contorno se calcula con la ecuación (3.42).

El tercer caso corresponde a un flujo de salida a presión pero se diferencia del anterior en que el calado en el pozo es menor al diámetro del colector ($h_u < d$). En este caso el vector de flujo se calcula igual que un contorno intermedio, empleando la versión modificada del esquema HLL descrita anteriormente como:

$$F_B = F_{HLL}(h_u, d, 0, H_c, Q_c, Q_c) \quad (3.43)$$

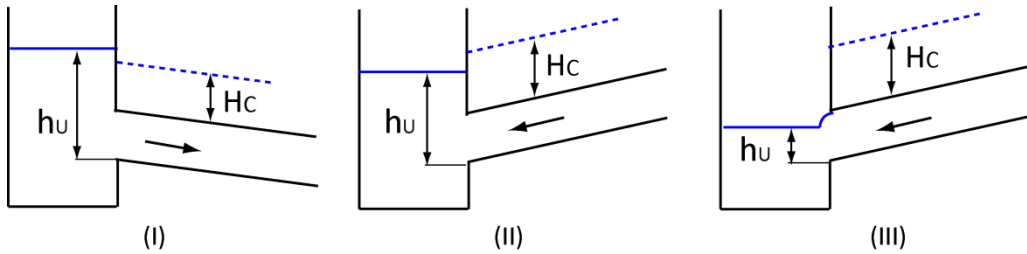


Figura 3.5 Casos considerados en el cálculo de flujo en presión.

- *Flujo de entrada supercrítico en lámina libre*

Este régimen se produce cuando el conducto no está en carga ($H_c = 0$), el número de Froude en el colector es mayor a 1 y el caudal en el colector es positivo ($Q_c > 0$) (Figura 3.6). En este caso se impone que el calado en el contorno corresponde al calado crítico, con lo que $u_B = c_B$. Expresando la velocidad en el contorno como $u_B = Q_B/A_B$ y la celeridad de la onda de gravedad en el contorno a partir de la ecuación (3.17) resulta:

$$Q_B^2 B_B = g A_B^3 \quad (3.44)$$

donde B_B es el ancho de la superficie libre en el contorno que se puede expresar en función del ángulo como:

$$B_B = \sin(\theta_B/2)d \quad (3.45)$$

La ecuación (3.45) se combina con la ecuación de conservación de energía entre el pozo y el contorno que se expresa como:

$$h_u = h_B + \frac{u_B^2}{2g} \quad (3.46)$$

Estas dos ecuaciones se agrupan en la siguiente expresión en función del ángulo en el contorno θ_B que se resuelve por iteración:

$$\frac{h_U}{d} = \frac{1 - \cos(\theta_B/2)}{2} + \frac{\theta_B - \sin\theta_B}{16\sin(\theta_B/2)} \quad (3.47)$$

A partir de θ_B se calcula el calado en el contorno como $h_B = d/2(1 - \cos(\theta_B/2))$ y mediante la ecuación (3.46) se obtiene u_B . El vector de flujos se calcula entonces como:

$$\mathbf{F}_B = \left(\begin{array}{c} u_B A_B \\ \frac{(u_B A_B)^2}{A_B} + I_B \end{array} \right) \quad (3.48)$$

donde A_B e I_B se calculan a partir del ángulo θ_B empleando las ecuaciones (3.37) y (3.8) respectivamente.

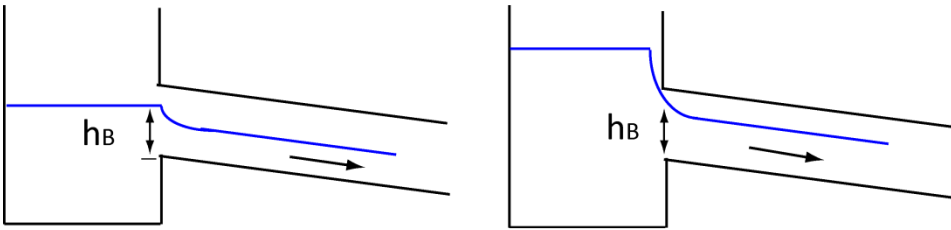


Figura 3.6 Flujo de entrada supercrítico en lámina libre.

- *Flujo de salida supercrítico en lámina libre*

El régimen de salida supercrítico se produce cuando el colector no está en carga ($H_C = 0$), el número de Froude en el colector es mayor a 1 ($F_R > 1$) y el caudal en el conducto es negativo ($Q_C < 0$). Dentro de este tipo de régimen se distinguen dos casos en función de la cantidad de movimiento en el conducto (M_C) y en el pozo (M_U) (Figura 3.7). La cantidad de movimiento en el conducto se calcula con la ecuación (3.49) donde I_C se determina a partir con la ecuación (3.8) a partir del valor de θ_C .

$$M_C = A_C u_C^2 + I_C \quad (3.49)$$

Para calcular la cantidad de movimiento en el pozo, se considera que la velocidad en el mismo es nula por lo que $M_U = I_U$. Cuando el calado en el pozo es menor al diámetro de la conducción, I_U se calcula con la ecuación (3.8) empleando el ángulo θ_U

$= 2\cos(1-2h_u/d)$. Cuando el calado en el pozo es superior al diámetro del conducto el término l_u se calcula como:

$$l_u = \frac{\pi d^2}{4} \left(h_u - \frac{d}{2} \right) \quad (3.50)$$

El primero de los posibles casos considerados para calcular el flujo se produce cuando la cantidad de movimiento en el pozo es superior a la del conducto ($M_u > M_c$). En este caso la altura de agua en el pozo anega la sección de desagüe y el flujo se calcula empleando la ecuación (3.18) como:

$$\mathbf{F}_B = \mathbf{F}_{HLL}(h_u, h_c, 0, 0, 0, Q_c) \quad (3.51)$$

El segundo de los casos se produce cuando la cantidad de movimiento en el pozo es inferior a la del conducto ($M_u < M_c$). En este caso el empuje del agua evacuada por el colector evita que se anegue la sección de salida. El vector de flujo en el contorno se calcula mediante la ecuación (3.48) imponiendo que el calado y la velocidad del agua en el contorno sea igual que en el conducto ($h_b = h_c$ y $u_b = u_c$).

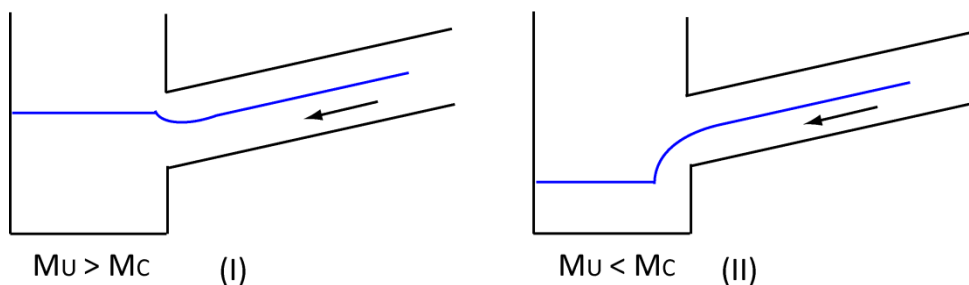


Figura 3.7 Casos considerados en el cálculo del flujo de salida supercrítico en lámina libre.

- *Flujo de salida subcrítico en lámina libre*

El régimen de salida subcrítico se produce cuando el colector no está en carga ($H_c = 0$), el número de es menor que 1 ($F_R < 1$) y el caudal en el conducto es negativo ($Q_c < 0$). Dentro de este tipo de régimen se distinguen tres posibles casos en función del calado en el pozo en relación con el calado crítico (Figura 3.8). Por tanto, en primer lugar, se determina el calado crítico para el caudal circulante en la conducción. El

calado crítico (h_c) se determina expresando el área y la anchura de la superficie libre en función del ángulo correspondiente al calado crítico (θ_c) en la ecuación (3.44). De esta forma, combinando las expresiones (3.37) y (3.45) se obtiene la ecuación de θ_c en función del caudal.

$$Q_B^2 \sin(\theta_c/2) d = g \left(\frac{\theta_c - \sin(\theta_c/2)}{8} d^2 \right)^3 \quad (3.52)$$

Resolviendo mediante iteraciones la ecuación (3.52) se obtiene el ángulo θ_c a partir del cual se calcula el calado crítico h_c que, junto con el calado en la unión define tres posibles casos. El primero de ellos corresponde a un calado en el pozo inferior al calado crítico ($h_U < h_c$). En este caso se impone el calado crítico en el contorno ($h_B = h_c$) y la velocidad en el contorno se calcula como $u_B = Q_c/A_B$. A partir de u_B y h_B los flujos se evalúan directamente con la ecuación (3.48).

En el segundo caso el calado en la unión es superior al calado crítico y menor al diámetro de la conducción ($h_c < h_U < d$). En este caso se considera que la energía cinética se disipa en el pozo. A partir de la ecuación de energía se obtiene que $h_B = h_U$. La velocidad en el contorno se calcula entonces a partir de la siguiente ecuación característica:

$$u_B = u_c - \phi_c + \phi_B \quad (3.53)$$

donde ϕ_c y ϕ_B son los invariantes de Riemann que se calculan a partir de los calados h_c y h_B con la ecuación (3.31). Al igual que en el caso anterior, el vector de flujo una vez calculados u_B y h_B se determina con la ecuación (3.48). El tercer caso corresponde a un calado en la unión superior al diámetro de la conducción ($h_U > d$). En este caso el vector de flujo se calcula empleando la ecuación (3.18) como:

$$\mathbf{F}_B = \mathbf{F}_{HLL}(d, h_c, h_U - d, 0, Q_c, Q_c) \quad (3.54)$$

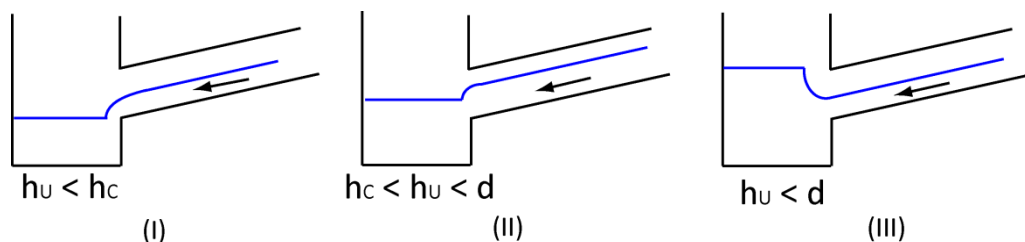


Figura 3.8 Casos considerados en el cálculo del flujo de salida subcrítico en lámina libre.

- *Flujo de entrada subcrítico en lámina libre*

El régimen de salida subcrítico se produce cuando el colector no está en carga ($H_c = 0$), el número de Froude en el colector es menor que 1 ($F_R < 1$) y el caudal en la conducción es positivo ($Q_c > 0$). En este caso el calado y la velocidad en el contorno se calculan resolviendo simultáneamente la ecuación de la energía entre el pozo y el contorno (3.46), y la ecuación característica entre el contorno y el conducto de la ecuación (3.53). Combinando ambas ecuaciones y expresando el invariante de Riemann en función del ángulo en el contorno con la ecuación (3.31), el calado en el pozo se puede expresar en función de θ_B como:

$$h_u = \frac{1}{2}d(1 - \cos(\theta_B/2)) + \frac{1}{2g}(u_c - \phi_c + \beta\sqrt{gd/8}\sin(\theta_B/4))^2 \quad (3.55)$$

La ecuación (3.57) puede tener ninguna, una o dos soluciones, dependiendo de las condiciones de la unión y el colector. Para identificar la solución correcta la iteración debe realizarse entre θ_m y 2π , siendo θ_m el ángulo mínimo para que se produzca flujo de entrada. El valor de θ_m se calcula imponiendo una velocidad en el contorno nula en la ecuación (3.55) que resulta en:

$$\theta_m = 4\text{asin}\left(\frac{\phi_c - u_c}{\beta\sqrt{gd/8}}\right) \quad (3.56)$$

A partir del ángulo mínimo θ_m se determina el calado mínimo h_m . En función del calado en el pozo en relación con el calado mínimo se distinguen tres posibles casos (Figura 3.9). El primero de ellos corresponde a un calado en el pozo inferior al calado

mínimo ($h_U < h_m$). En esta caso el flujo se calcula imponiendo que $h_B = h_U$ y calculando u_B a partir de la ecuación (3.53). El vector de flujo se calcula entonces con la ecuación (3.48).

En el segundo de los casos el calado en el pozo es superior al mínimo e inferior al diámetro de la conducción ($h_m < h_U < d$). El ángulo θ_B se obtiene resolviendo la ecuación (3.55) mediante iteraciones. A partir de θ_B se determina el calado en contorno (h_B), calculando u_B con la ecuación (3.53) y el vector de flujos con la ecuación (3.48).

En el tercero de los casos el calado en el pozo es mayor al diámetro de la conducción ($h_U > d$) y el flujo se calcula resolviendo la ecuación (3.18) como:

$$\mathbf{F}_B = \mathbf{F}_{HLL}(h_U, h_C, h_U - d, 0, Q_C, Q_C) \quad (3.57)$$

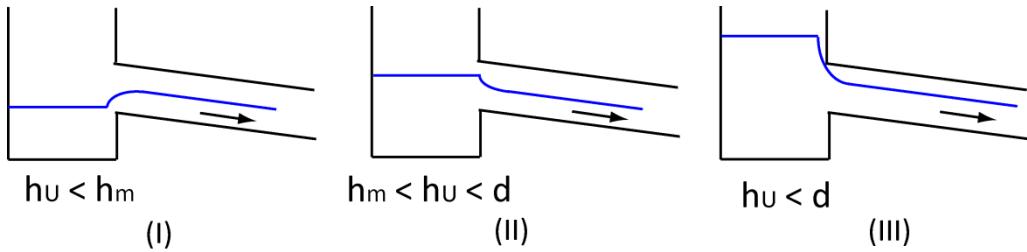


Figura 3.9 Casos considerados en el cálculo del flujo de entrada subcrítico en lámina libre.

3.3.4 Términos fuente

Los términos fuente (S_o y S_f) se discretizan utilizando el método descrito en Sanders y Bradford (2010) y Capart et al. (2003) que mantiene las soluciones estacionarias. El término fuente de pendiente de fondo se calcula a partir de los términos de presión en el lado derecha (I_R) e izquierda (I_L) de la celda como:

$$S_{o,i} = -\frac{I_R - I_L}{\Delta x_i} \quad (3.58)$$

Para calcular los términos de presión I_R e I_L si la celda es ventilada se impone que la variación del calado a lo largo de la celda sea igual a la pendiente de fondo ($\Delta h_i = -\Delta z_i$ en la ecuación (3.19)). De esta forma, en el lado derecho de la celda el calado es $h_R = h_i + 1/2\Delta z_i$ y en el izquierdo el calado es $h_L = h_i - 1/2\Delta z_i$. A partir de los calados h_L y h_R se calculan los correspondientes ángulos θ_L y θ_R y los términos de presión se calculan con la ecuación (3.8). En el caso de tratarse de una celda no ventilada se impone que la variación de la presión sea igual a la pendiente de fondo ($\Delta H_i = -\Delta z_i$ en la ecuación (3.20)), con lo que la presión en los lados izquierdo y derecho de la celda se calculan respectivamente como $H_L = H_i - 1/2\Delta z_i$ y $H_R = H_i + 1/2\Delta z_i$. A partir de las presiones H_L y H_R los términos de presión I_L e I_R se determinan con la ecuación (3.11).

Para el término de fricción se emplea la siguiente discretización semi-implícita:

$$S_{f,i} = c_{D,i}^n \frac{P_i^n Q_i^{n+1} |Q_i^n|}{(A_i^n)^2} \quad (3.59)$$

Y el caudal en el paso de tiempo $n+1$ se calcula como:

$$Q_i^{n+1} = \frac{Q_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{i+1/2}^n - F_{i-1/2}^n) + \Delta t S_{o,i}^n}{1 + \Delta t c_{D,i}^n \frac{P_i^n |Q_i^n|}{(A_i^n)^2}} \quad (3.60)$$

3.3.3 Uniones de conductos

Las uniones entre conductos se realizan en los pozos que pueden interactuar o no con el modelo en superficie. El tratamiento de las uniones incorporado al modelo numérico considera únicamente los flujos máscicos y no tiene en cuenta los de cantidad de movimiento. Esta misma aproximación se emplea en el modelo SWMM (Rossmann, 2010). El volumen en un pozo se calcula como:

$$V_j^{n+1} = V_j^n + \sum_k Q_k^n \Delta t_{1D} - Q_{1D/2D}^n \Delta t_{1D} \quad (3.61)$$

donde V_j^n y V_j^{n+1} son el volumen en el pozo j en los pasos de tiempo n y $n+1$ respectivamente, Q_k^n es el caudal de entrada o salida del conducto k en la unión y $Q_{1D/2D}$ es el caudal de interacción entre los modelos 1D y 2D. Este caudal se calcula únicamente en aquellos pozos en los que se especifique que se produce una interacción con la superficie, siendo el caudal nulo en caso contrario. Los pozos en los que se produce interacción entre los modelos se refieren en esta tesis como "pozo con imbornal" o simplemente "imbornal". Las ecuaciones empleadas para calcular el caudal de interacción entre los modelos se presentan en la siguiente sección. A partir del volumen y la geometría del pozo se determina la cota de la lámina libre.

Al definir las uniones entre conductos se puede especificar que una unión tenga un nivel determinado. Este tipo de uniones representa masas de agua con un nivel definido (constante o variable en el tiempo), empleadas para modelizar niveles de marea, embalses, etc. En dichas uniones la cota de la lámina es independiente de los caudales de los conductos en contacto con la unión.

3.4 Acoplamiento de los modelos de drenaje

El acoplamiento entre el modelo de drenaje en superficie (bidimensional) y el modelo de flujo en colectores (unidimensional) se produce en los pozos con imbornal. Este acople se traduce en dos aspectos. Por una parte se produce un intercambio de masa entre los modelos que puede ser en ambas direcciones, es decir, del modelo de superficie al de colectores o viceversa. Por otro lado el acoplamiento introduce limitaciones de los pasos de tiempo de cálculo de ambos modelos para garantizar su sincronización.

Al comienzo de la simulación se identifican los elementos del modelo de superficie asociados a las uniones especificadas como tipo pozo con imbornal. A partir de sus coordenadas, cada pozo con imbornal se asocia al elemento de la malla de superficie más cercano, pudiendo asociarse varios imbornales a un mismo elemento en

superficie. Durante la simulación el caudal de interacción entre los modelos 1D y 2D ($Q_{1D/2D}$) se calcula en cada acoplamiento a partir de las elevaciones y cotas de agua del elemento de la malla de superficie y el imbornal.

3.4.1 Ecuaciones

En el modelo de drenaje dual presentado en esta tesis el caudal de interacción en cada acoplamiento se determina siguiendo la formulación descrita en Chen et al. (2007). Esta formulación calcula el caudal $Q_{1D/2D}$ a partir de las elevaciones y cotas de agua en el elemento de la malla de superficie y el imbornal. En cada acoplamiento se definen los niveles de agua superior (z_{SUP}) e inferior (z_{INF}) como el máximo y el mínimo respectivamente de las alturas de lámina en el imbornal (z_U) y el elemento de la malla de superficie asociado (z_S):

$$z_{SUP} = \max(z_U, z_S) \qquad z_{INF} = \min(z_U, z_S) \qquad (3.62)$$

La elevación en el acoplamiento (z_C) se define como el máximo valor entre las cotas del elemento de la malla en superficie (z_{2D}) y la coronación del imbornal (z_{1D}). El motivo de definir así la elevación del acoplamiento es que la cota de coronación de los imbornales normalmente difiere de la altura de los elementos de la malla en superficie. Ambos valores (z_{1D} y z_{2D}) son correctos puesto que representan alturas diferentes. La coronación del imbornal corresponde a la altura máxima del sumidero mientras que la altura del elemento de malla es un promediado de las elevaciones dentro del elemento (Figura 3.10).

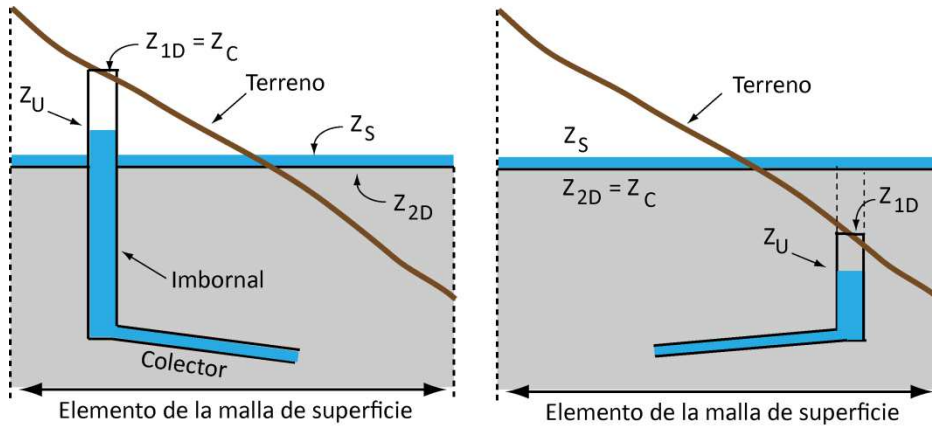


Figura 3.10 Definición de la cota de coronación.

Cuando la elevación en el acoplamiento corresponde a la coronación del imbornal, si el calado en el elemento de superficie es inferior a $z_C - z_{2D}$ el caudal en el acoplamiento ($Q_{1D/2D}$) dependerá únicamente de la altura de agua en el imbornal (Figura 3.11).

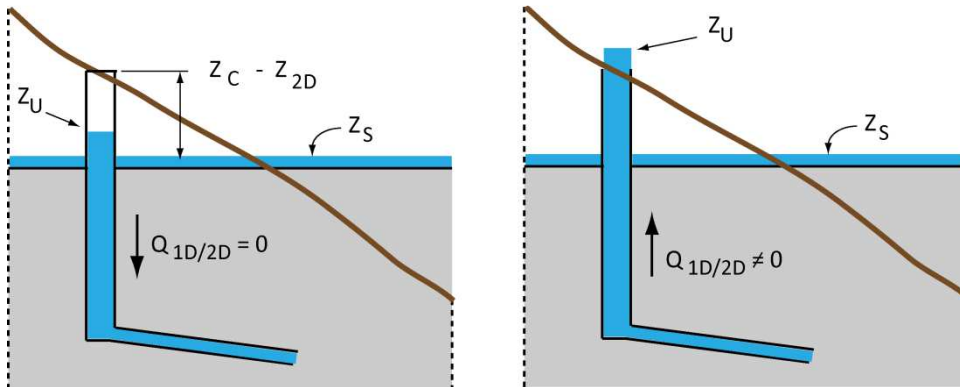


Figura 3.11 Ejemplos de elevación en el acoplamiento definida por la elevación del imbornal.

Cuando la elevación en el acoplamiento corresponde a la altura del elemento de la malla, el flujo hacia la superficie se producirá cuando la cota de agua en el imbornal alcance la cota del elemento de malla en lugar de la coronación del propio imbornal (Figura 3.12). Esto destaca la importancia de emplear un tamaño de malla adecuado a la topografía para reproducir correctamente la geometría de la superficie.

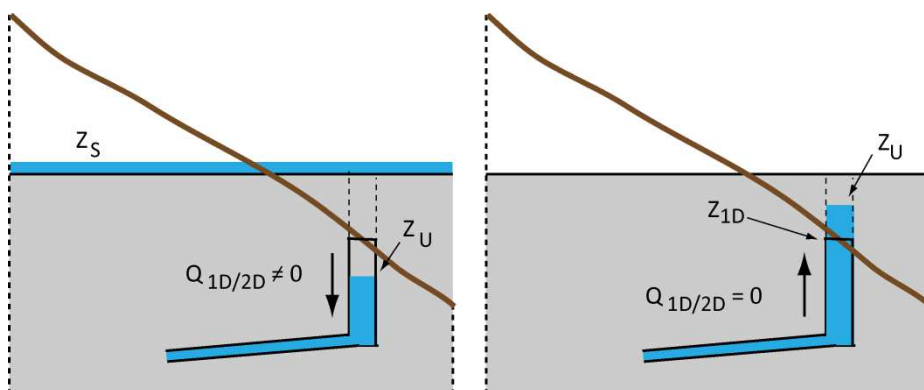


Figura 3.12 Ejemplos de elevación en el acoplamiento definida por la elevación de la superficie.

En función de la elevación en el acoplamiento (z_c), el nivel máximo (z_{SUP}) y el nivel mínimo (z_{INF}) se distinguen los siguientes casos:

Unión en vertedero no anegado

La unión en vertedero se produce cuando la elevación en el acoplamiento (z_c) está comprendida entre los niveles máximo (z_{SUP}) y mínimo (z_{INF}), como se muestra en la Figura 3.13. En este caso el caudal en el acoplamiento se calcula como

$$Q_{1D/2D} = c_w \cdot w_u \cdot \sqrt{2g(z_{SUP} - z_c)^{\frac{3}{2}}} \quad (3.63)$$

siendo c_w el coeficiente de descarga en vertedero y w_u el perímetro del imbornal.

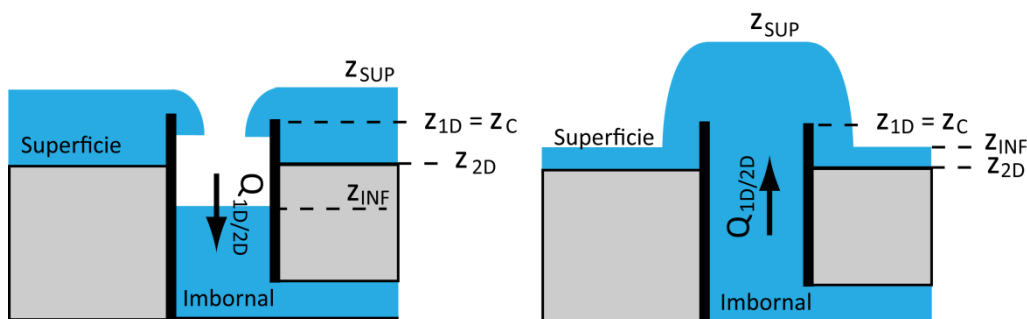


Figura 3.13 Esquema de una unión en vertedero con entrada (izquierda) y salida (derecha) de agua de la red.

Unión en vertedero sumergido

La unión en vertedero sumergido se produce cuando los niveles de lámina de agua superior e inferior son superiores a la elevación en el acoplamiento y la altura de agua por encima de la coronación es menor a A_U/w_U , donde A_U es el área de la unión (Figura 3.14). En este caso el caudal se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{1D/2D} = c_w \cdot w_U \cdot \sqrt{2g(z_{SUP} - z_C)}(z_{SUP} - z_{INF})^{\frac{1}{2}} \quad (3.64)$$

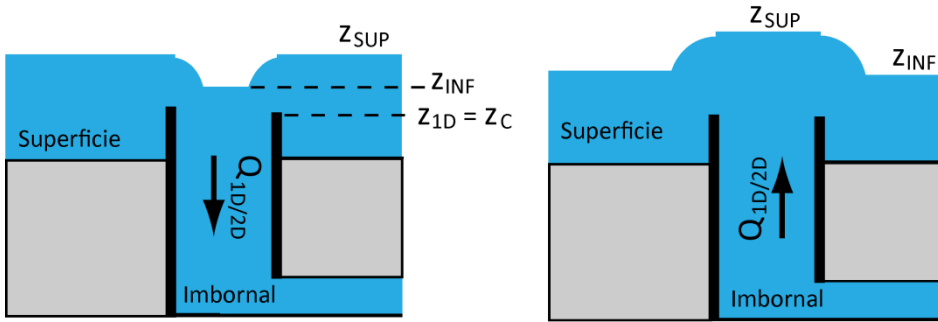


Figura 3.14 Esquema de una unión en vertedero sumergido con entrada (izquierda) y salida (derecha) de agua de la red.

Unión en orificio

La unión en orificio se produce cuando los niveles superior e inferior de la lámina de agua son mayores a la elevación del acoplamiento y la altura de agua por encima de la coronación es superior a A_U/w_U . En este caso el caudal en la unión se calcula como:

$$Q_{1D/2D} = c_o \cdot A_U \sqrt{2g(z_{SUP} - z_{INF})^{\frac{1}{2}}} \quad (3.65)$$

donde c_o es el coeficiente de descarga de orificio.

Cuando tanto el nivel superior de la lámina de agua como el inferior son menores que la elevación en el acoplamiento, el caudal de interacción entre los modelos es nulo.

Una vez calculado el caudal de interacción se determina el intercambio de masa. En primer lugar se define el sentido de la interacción a partir de los niveles en ambos modelos: un nivel superior en el modelo de superficie implica una transferencia de masa desde la superficie a la red de drenaje y viceversa. Definido el sentido del flujo en cada modelo se añade o extrae un volumen de agua $v = \Delta t \cdot Q_{1D/2D}$ que en el caso del modelo 2D supone una variación en el calado del elemento y en el 1D en el nivel de la unión.

3.4.2 Sincronización de tiempos de cálculo

Las ecuaciones hidrodinámicas de los modelos de flujo en superficie se resuelven de forma separada empleando pasos de tiempo distintos. Para poder acoplar de forma eficaz los dos es necesario definir un período de sincronización entre los modelos (Δt_{SYNC}) que supone una restricción adicional al paso de tiempo de cada modelo (Figura 3.15). El período de sincronización impuesto corresponde al mayor paso de tiempo entre ambos modelos. Los caudales de interacción entre modelos $Q_{1D/2D}$ se calculan cada vez que se sincronizan los modelos y se mantienen constantes hasta la siguiente sincronización.

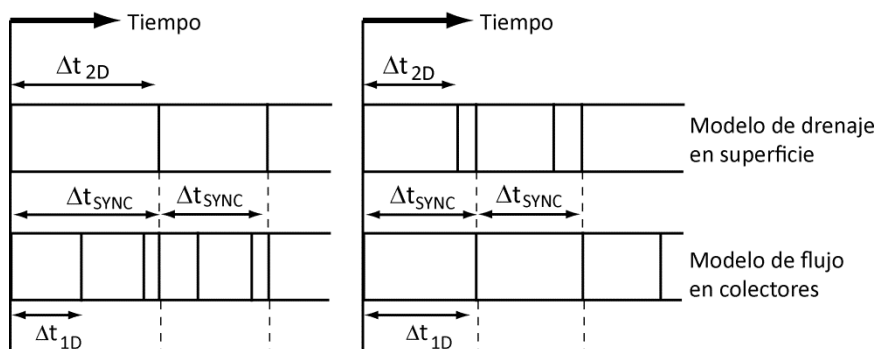


Figura 3.15 Evoluciones de pasos de tiempo en los modelos de superficie y de colectores, con una sincronización impuesta por el modelo en superficie (izquierda) o de colectores (derecha).

3.5 Resumen y conclusiones

En el presente capítulo se describe el modelo numérico de drenaje urbano dual desarrollado en la presente tesis. Dicho modelo está formado por el acoplamiento de un modelo de flujo en superficie y un modelo de flujo en colectores. El modelo de flujo en superficie resuelve las ecuaciones bidimensionales de aguas someras de forma integral en una malla no estructurada por el método de volúmenes finitos. Este modelo ha sido desarrollado y validado en trabajos anteriores a esta tesis (Cea et al., 2007, 2010a; Cea y Vázquez-Cendón, 2012).

El modelo de flujo en colectores resuelve las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales mediante un método de volúmenes finitos de tipo Godunov con un esquema explícito en tiempo. Los flujos de masa y de cantidad de movimiento en los contornos de los volúmenes se calculan mediante una versión modificada del esquema HLL descrita en Sanders y Bradford (2010). En los contornos de los extremos de los colectores se emplean ecuaciones específicas según el tipo de flujo en el colector y el pozo al que está unido. El acoplamiento entre los modelos se realiza mediante ecuaciones de orificio y vertedero, e introduce limitaciones en los pasos de tiempo de ambos modelos para asegurar su sincronización.

Capítulo 4. Validación del modelo de drenaje dual

4.1 Introducción

Como se refirió en el capítulo 2, las validaciones de modelos numéricos de drenaje urbano con datos de laboratorio son muy escasas. Numerosos modelos duales han sido validados exclusivamente a partir de hidrogramas experimentales a la salida de la red. Este enfoque presenta la limitación de que una correcta simulación del hidrograma a la salida de la cuenca no asegura que se reproduzca correctamente los procesos en el resto del sistema de drenaje.

Otro enfoque ha sido la validación de los modelos mediante sucesos de lluvia en los que se produce la inundación de la superficie, comparando los resultados numéricos con registros de alturas (muchas veces visuales) en diferentes puntos de la superficie. En estos eventos la interacción entre los sistemas mayor y menor de drenaje es mayor que calibrando únicamente con los hidrogramas en la salida, pero las incertidumbres en los datos experimentales suelen ser excesivas.

Los estudios realizados en laboratorio presentan la ventaja de reducir las incertidumbres en las medidas experimentales dado que las variables de ensayo están controladas. A pesar de que las validaciones en laboratorio son más precisas, su aplicación al drenaje dual está limitada al estudios de elementos o procesos específicos (entrada en carga de un imbornal, interacción de los flujos en cruces de calles, etc.) y no abordan el conjunto de procesos que tienen lugar en la cuenca. Entre las validaciones de modelos numéricos de drenaje urbano con ensayos de laboratorio destacan los trabajos de Cea et al. (2010a, 2010b) e Ishigaki et al. (2003). Sin embargo, en dichos estudios se analiza únicamente el drenaje superficial, sin disponer de medidas del flujo en la red de colectores.

En el presente capítulo se describe la validación del modelo numérico de drenaje dual presentado en esta tesis. La validación emplea datos experimentales obtenidos en un segmento de calle de 6 m² con una red de drenaje, construido a escala real en el Laboratorio de Hidráulica del Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Enxeñería Civil (CITEEC) de la Universidade de A Coruña. La instalación cuenta con un simulador de lluvia artificial para generar diferentes eventos de lluvia. En los ensayos realizados se midieron los calados en la superficie y los caudales y calados en la red de colectores.

4.2 Descripción de la campaña experimental

La campaña experimental consiste en 5 ensayos en los que se generan diferentes intensidades de lluvia y escorrentía en la superficie de la calle. El agua es captada en la superficie y conducida por una red de colectores hasta un depósito de salida. Cada ensayo se divide en dos partes. En la primera parte la red de colectores está en lámina libre. Los calados en diferentes puntos de la superficie se miden con sensores de distancia y mediante velocímetros Doppler de ultrasonidos se determinan los calados y caudales en varios puntos de la red de colectores. En la segunda fase de los ensayos se produce el cierre de la salida de la red de colectores, provocando así su entrada en carga. Durante esta segunda fase se miden los calados en la superficie y en la red de drenaje.

4.2.1 Descripción de la instalación

Los ensayos se realizaron en un modelo físico a escala real de un segmento de calle con una red de colectores y un simulador de lluvia. El segmento de calle consiste en una calzada de hormigón de 6 metros de largo y 4.75 m de ancho y una acera de loseta hidráulica de la misma longitud y anchura 1.25 m. La acera está elevada 15 cm. con respecto a la calzada, y ambos elementos están separados por un bordillo de hormigón. En la Figura 4.1 se muestra un esquema de la calle, identificando los

principales elementos de la misma en la Figura 4.2. Tanto la calzada como la acera tienen una pendiente longitudinal en el sentido positivo del eje Y para conducir el agua de la superficie hacia el canal lateral de evacuación. La pendiente transversal de la acera es en la dirección positiva del eje X, mientras que la de la calzada es en el sentido opuesto.

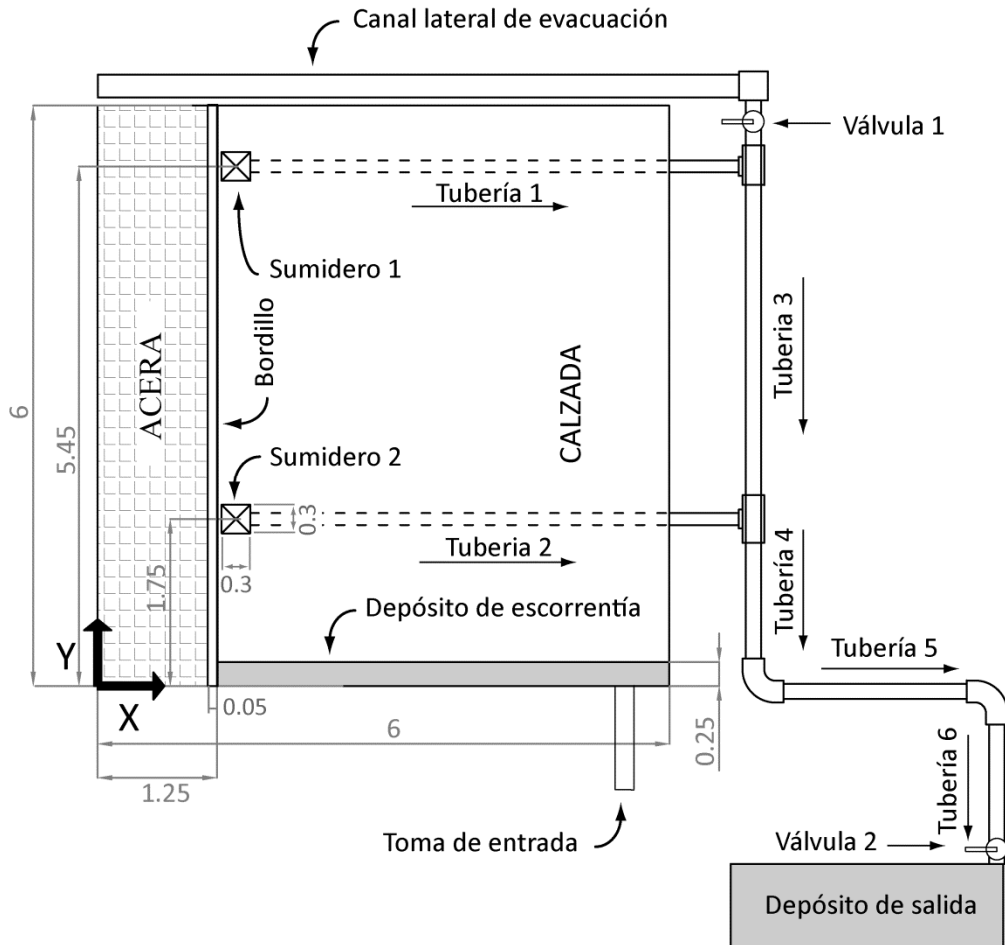


Figura 4.1 Esquema de la instalación.

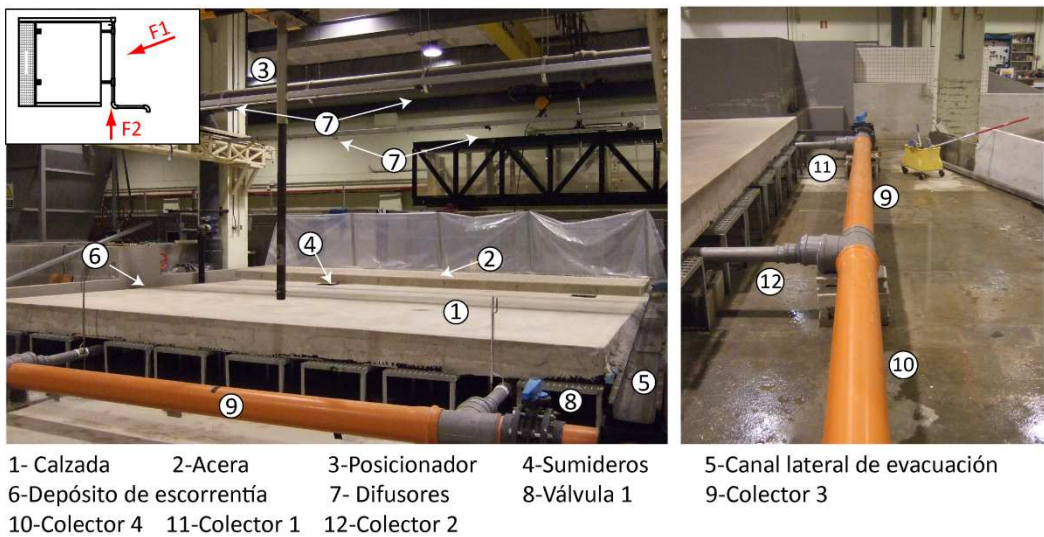


Figura 4.2 Fotografías del segmento de calle: F1 (izquierda) y F2 (derecha), indicando los principales elementos.

La calle cuenta con una red de drenaje formada por 6 colectores, 2 sumideros y un canal lateral. Los sumideros y el canal lateral recogen la escorrentía de la superficie de la calle y la incorporan a la red de drenaje, que conduce el agua hasta un depósito en la salida. Los sumideros no cuentan con ningún tipo de reja en su parte superior para permitir la instalación de sondas de medida del calado dentro de los imbornales

Las características de los elementos de la red se detallan en la Tabla 4.1 y la Tabla 4.2. La unión entre los conductos 4, 5 y 6 se realiza mediante codos de 90°, mientras que las uniones en los extremos del conducto 3 se realizan con uniones en T. En la red de colectores se dispone de las 2 válvulas de mariposa indicadas en la Figura 4.1 para regular el flujo en la red durante los experimentos. Los colectores 1 y 2 están fabricados en polipropileno y los colectores 3, 4, 5 y 6 en PVC.

Tabla 4.1 Características de los colectores de la red de drenaje.

Colector	Diámetro interior (mm)	Pendiente (%)	Longitud (m)	Espesor de pared (mm)
1	85	0.40	5.21	3
2	85	3.13	5.21	3
3	190	1.03	3.71	5
4	190	0.91	2.75	5
5	190	5.07	1.70	5
6	190	1.26	2.55	5

Tabla 4.2 Características geométricas de los sumideros.

Sumidero	Dimensiones en planta	Cota coronación (m)	Cota de fondo (m)
1	30x30 cm	0.495	0.215
2		0.515	0.235

4.2.2 Simulador de lluvia artificial

El simulador de lluvia artificial está formado por 4 difusores situados sobre dos bastidores que atraviesan longitudinalmente la calle a una altura de 2 metros. Sobre cada bastidor se fijan 2 difusores de los que parten tubos de PVC de 1.5 cm. de diámetro conectados a una derivación en T. Esta derivación está unida a la salida de una bomba sumergible alojada en un depósito junto a la calle en el que el nivel de agua se mantiene constante. Las boquillas de los difusores son intercambiables para poder generar lluvias con diferente intensidad sin tener que introducir elementos de regulación en su alimentación. Se seleccionaron boquillas del tipo 27WSQ, 50WSQ y 71WSQ de la marca Spraying Systems . Los caudales de salida de cada boquilla a la presión de trabajo (0.75 bar), permiten simular lluvias con intensidades de aproximadamente 50, 75 y 90 mm/h respectivamente. De acuerdo con las características facilitadas por el fabricante (Tabla 4.3) tanto el tamaño como las

velocidades de caída de las gotas generadas con estas boquillas a la presión de trabajo son realistas y habituales en otros simuladores de lluvia como los descritos en Navas et al. (1990), Coutinho y Pereiro-Tomas (1995) o García et al. (2001).

Para cada tipo de boquilla se determinó la distribución espacial de la intensidad de lluvia en la superficie de la calle. Para ello se dividió la superficie en cuadrantes de 25x25 cm y en el centro de cada uno se dispuso un recipiente de 6 cm de diámetro (506 recipientes en total). A partir del volumen de agua recogido por cada recipiente durante un aguacero de 5 minutos de duración se determinó la intensidad en los 506 puntos de medida de la superficie. Los mapas de distribución de la intensidad de lluvia son muy similares para las tres boquillas, mostrando en la Figura 4.3 el correspondiente a la boquilla 50WSQ. Las distribuciones de intensidad obtenidas presentan valores mayores en las zonas en las que los difusores se solapan, donde las intensidades se incrementan aproximadamente un 50% con respecto a la intensidad media. Por el contrario, cerca de los contornos de la calle las intensidades son prácticamente nulas. Para determinar el grado de uniformidad de la lluvia generada por cada tipo de boquilla se emplea el coeficiente de Christiansen (1942), en el que la uniformidad se calcula como:

$$C_u = 100 \left(1 - \frac{\sum |I_M - I_i|}{n \cdot I_M} \right) \quad (4.1)$$

donde I_M es la intensidad media, I_i es la intensidad en cada uno de los i puntos de medida y n es el número de medidas. Cuanto mayor es el coeficiente así definido más uniforme es la medida, correspondiendo un valor de $C_u = 100$ a una lluvia uniforme en toda la superficie. En el cálculo del coeficiente de uniformidad se descartaron las medidas de los recipientes situados en el contorno de la calle, en los que las intensidades son prácticamente nulas. Para las tres boquillas se obtuvieron un coeficiente de uniformidad muy similar ($\approx 58\%$) inferior a los valores recomendados en

Loch et al. (2001) para simuladores empleados en estudios agrícolas o de erosión de suelos.

Tabla 4.3 Tamaño de gota, velocidad de caída (según fabricante) y coeficientes de uniformidad de cada boquilla.

Boquillas	Tamaño de gota (mm)	Velocidad de caída (m/s)	Intensidad media de lluvia (mm/h)	Coefficiente de uniformidad
27WSQ	2	6.42	47.39	58.97
50WSQ	2.4	6.96	73.93	58.44
71WSQ	3	7.62	96.39	58.60

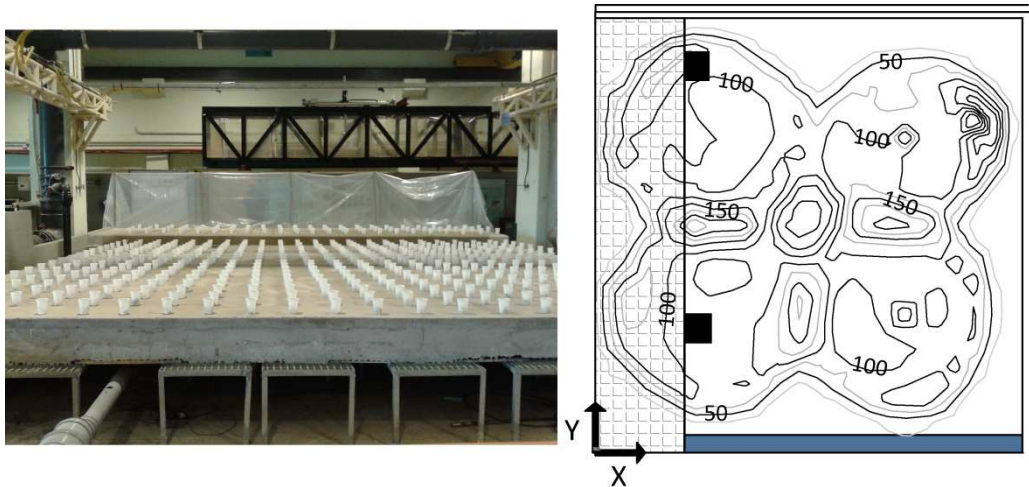


Figura 4.3 Medida de la intensidad de lluvia en la superficie (izquierda) y distribución de la intensidad de lluvia (en mm/h) para las boquillas del tipo 50WSQ (derecha).

El simulador de lluvia se complementa con un pequeño depósito situado en la cabecera de la calle para generar una escorrentía adicional a la obtenida a partir de la lluvia. Este depósito se alimenta con una toma independiente de forma que se puede regular de forma separada la intensidad de la lluvia y la escorrentía adicional. La entrada de agua desde el depósito hacia la superficie de la calle se produce mediante un vertido por coronación del depósito (Figura 4.4).



Figura 4.4 Canal de escorrentía situado en la cabecera de la calle.

4.2.3 Topografía de la superficie

Numerosos autores han destacado la importancia de una correcta definición de la topografía en los modelos de drenaje urbanos (Maksimovic y Prodanovic, 2001; Mark et al., 2004). Dicha importancia se debe principalmente al gran impacto que suponen pequeñas variaciones de la topografía en flujos tan someros como los habituales en hidrología urbana, del orden de milímetros o centímetros (Testa et al., 2007; Soares-Fraza et al., 2008).

Tanto la calzada como la acera se diseñaron con una pendiente longitudinal del 0.5% y una pendiente transversal del 2%. Sin embargo, una vez construida la calle, se midió la elevación de la superficie para definir correctamente su topografía.

La elevación de la superficie se determinó a partir de la distancia en vertical medida desde una altura fija (de referencia) a la superficie de la calle. Para ello se dispuso un sensor de distancia fijado a un posicionador. El posicionador consiste en un soporte motorizado que se apoya sobre unos raíles situados 2 metros sobre la superficie de la calle y que se desplaza en la dirección de los ejes X e Y. La velocidad de movimiento así como la distancia recorrida en cada eje se regulan desde un ordenador, pudiendo fijar

una posición (de origen o destino) con una precisión de 0.5 mm. Se unió un tubo de acero de 1.80 m de altura al posicionador, fijando en su parte inferior un sensor de distancia de ultrasonidos (modelo UB500-18GM75-I-V15 fabricado por Pepperl and Fuchs). El sensor tiene una precisión del 0.1% lo que supone, para el rango de distancias medido, desviaciones de ± 0.5 mm. El posicionador situó inicialmente el sensor en el punto más alto de la calzada (Punto A en la Figura 4.5) y la distancia medida hasta la superficie se fijó como referencia. A continuación el posicionador desplazó el sensor en la dirección del eje Y, midiendo perfiles longitudinales de la elevación de la superficie. La frecuencia de medida del sensor de ultrasonidos se fijó en 5 Hz que, con la velocidad de desplazamiento del posicionador, supone una medida de la distancia en vertical cada 6 mm de desplazamiento. La superficie de la calle se cubrió con perfiles longitudinales separados 12 cm y se interpoló linealmente la elevación entre perfiles sucesivos.

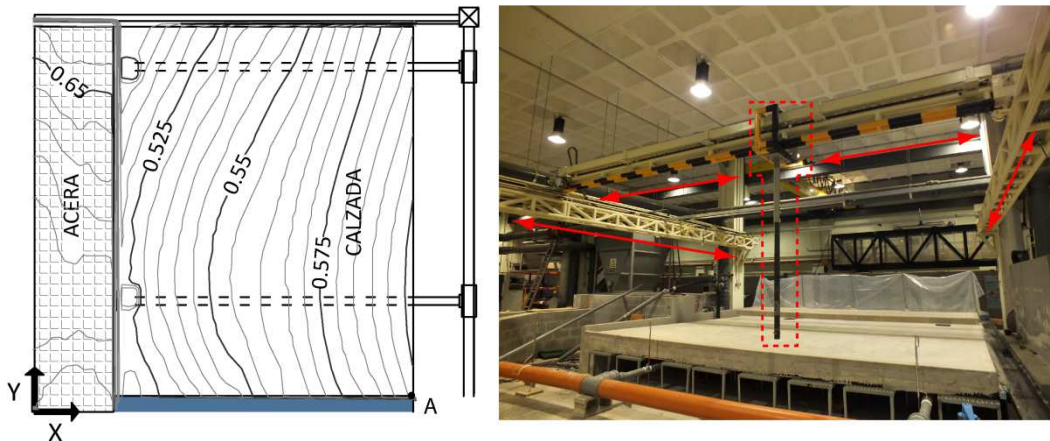


Figura 4.5 Topografía medida en la superficie (izquierda) y posicionador sin el sensor de ultrasonidos acoplado (derecha). Las flechas indican los ejes de desplazamiento del posicionador.

4.2.4 Instrumentación

Calados en superficie

Los calados en la superficie de la calle se midieron empleando sensores de distancia de ultrasonidos del mismo tipo que el empleado para realizar la topografía de la cuenca (UB500-18GM75-I-V15 fabricado por Pepperl and Fuchs). Se dispusieron 6 sensores sobre la superficie de la cuenca y 2 más sobre los sumideros 1 y 2, indicando la posición de cada uno de los sensores sobre la superficie en la Figura 4.6 y la Tabla 4.4. Cada sensor se calibró de forma independiente antes de su colocación en la calle, midiendo 5 distancias conocidas y estableciendo una relación lineal entre el voltaje de salida y la distancia medida. El calado durante los ensayos se determinó como la diferencia entre la distancia medida antes de los ensayos (superficie seca) y durante los mismos.

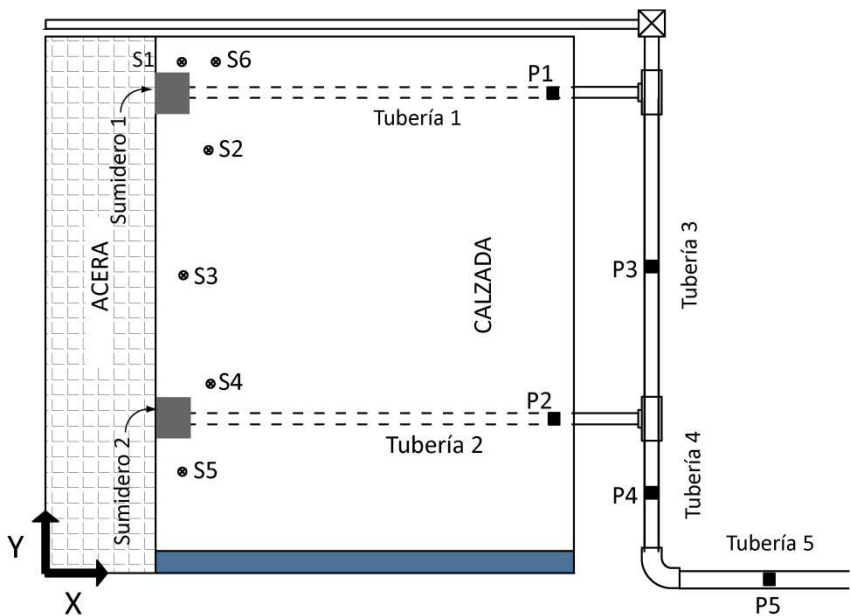
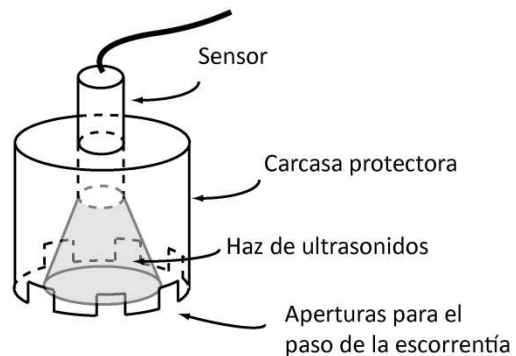


Figura 4.6 Posición de las sondas de medida de los calados en superficie (S1-S6) y del los UDV en los colectores (P1-P5).

Tabla 4.4 Coordenadas de los puntos de medida en la superficie de la calle.

	S1	S2	S3	S4	S5	S6
X	1.55	1.93	1.50	1.80	1.48	1.80
Y	5.83	4.81	3.45	2.08	1.08	5.83

Los sensores se montaron en unos soportes que consisten en una carcasa cilíndrica de PVC de 10 cm de diámetro que protege el haz de ultrasonidos de las gotas de lluvia al tiempo que fija la posición del sensor (Figura 4.7). En la parte inferior del soporte se realizaron unas aperturas de 1 cm de altura para permitir el paso de la escorrentía. En los puntos de medida S1-S6 los soportes se colocaron directamente sobre la superficie de la calle, mientras que los sensores colocados sobre los sumideros se apoyaron en unos bastidores. Todos los sensores se conectaron a un mismo PC en el que se registra simultáneamente la altura medida en cada sensor. La alimentación de las sondas se realiza con una fuente de alimentación en corriente continua de 24 V.

**Figura 4.7** Soportes para los sensores de ultrasonidos.

Caudal a la salida de la red de drenaje

A la salida de la red se dispuso un depósito cilíndrico de 0.75 m de diámetro en el que vierte la red de drenaje. Dentro de ese depósito se colocó un sensor de presión del tipo

2600BGA del fabricante GEMS Sensors para determinar la variación del volumen de agua en su interior. El sensor se fijó mediante bridas a una barra de acero para evitar que la sonda se desplazase durante los ensayos. El sensor tiene una precisión de 0.17% y se calibró previamente a la instalación en el depósito, relacionando linealmente el voltaje medido con 4 valores de calados conocidos. Con la variación del volumen en cada instante de tiempo se obtuvo el caudal a la salida de la red. Para eliminar el ruido obtenido de las medidas de la presión durante los ensayos, los caudales se calcularon empleando la media móvil del volumen durante un intervalo de 3 segundos. La sonda de presión se conecta al mismo PC y se alimenta con la misma fuente de alimentación que los sensores de distancia.

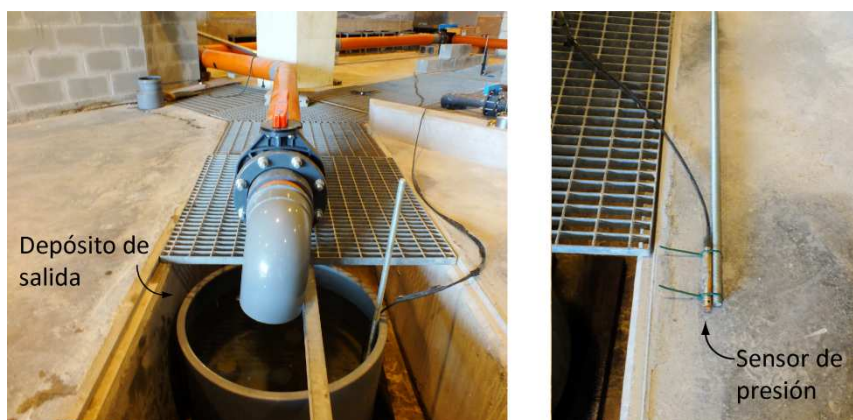


Figura 4.8 Sonda de presión y depósito de salida.

Calados y caudales en la red de colectores

La medida de los caudales y calados en la red de colectores se realizó de forma no intrusiva empleando velocímetros doppler de ultrasonidos (Ultrasonic Doppler Velocimeter ó UDV). El UDV consta de un emisor y un receptor de ondas de ultrasonidos en el mismo sensor. El emisor emite de forma periódica pulsos de ondas que son reflejadas por las partículas presentes en una serie de volúmenes de control del fluido. El receptor recibe de forma continua las ondas reflejadas y determina la velocidad de cada volumen de control a partir del tiempo transcurrido entre la emisión

y la recepción de las ondas. La velocidad de cada volumen de control se asigna a su centro de masas.

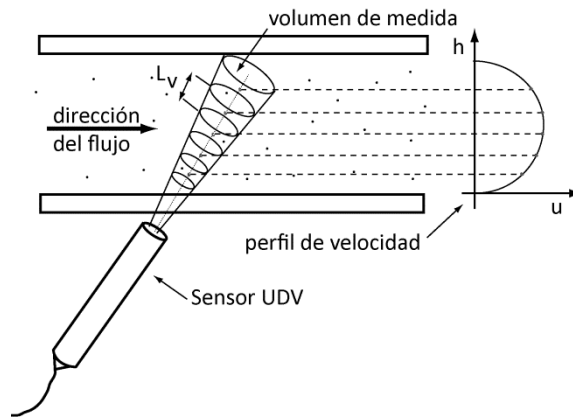


Figura 4.9 Esquema de funcionamiento del UDV. L_v corresponde a la anchura de los volúmenes de control.

Los UDV permiten obtener de forma no intrusiva perfiles de la velocidad del fluido en un conducto, lo que ha derivado en numerosas aplicaciones en la hidráulica de tuberías. Diferentes autores han empleado los UDV en conductos a presión para calcular el caudal en una tubería (Mori et al., 2001; Wada et al., 2004) o para determinar las tensiones en los contornos de las conducciones (Nowak, 2002; Taishi et al., 2002). Sin embargo, no se ha encontrado ninguna aplicación del UDV a flujos en lámina libre. Los únicos estudios relacionados corresponden a flujos mixtos (agua y aire) como los descritos en Suzuki et al. (2002) o Murai et al. (2010) centrados en la identificación de burbujas de aire en líquidos. Como parte de la campaña experimental presentada, se desarrolló una metodología para determinar el calado y el caudal en un colector circular en lámina libre a partir de los perfiles de velocidades y ecos medidos con un UDV. La descripción de esta metodología se encuentra en Fraga et al. (2014), incluido en la presente tesis.

Para determinar los calados y caudales en la red de colectores se instalaron 5 sensores UDV, 3 de ellos colocados en el punto medio de los colectores 3, 4 y 5 y los dos restantes en los colectores 1 y 2, 4 metros aguas abajo de los sumideros 1 y 2

respectivamente (puntos P1-P5 en la Figura 4.6). Los sensores empleados corresponden a los modelos DOP2000 de 4 MHz manufacturados por Signal Processing S.A. Los sensores se conectaron a un equipo de registro DOP2000 que recibe y procesa la señal enviada por los sensores. Los UDV se alojaron en unos soportes de PVC pegados a la parte inferior de los conductos, de manera que el sensor forma un ángulo de 65° con respecto al eje longitudinal de la conducción (α en la Figura 4.10). Dado que las ondas de ultrasonidos que emite el UDV no se propagan a través del aire, el hueco entre el sensor y el colector se rellenó con un gel (AquaGel 100, Parker Laboratories, S.A) que permite la propagación de los ultrasonidos (Figura 4.10). Los ángulos del haz de ultrasonidos con respecto al eje de la conducción en la pared del colector y el fluido (θ y β en la Figura 4.10) se determinan con la ecuación de la refracción de ondas a partir del ángulo de incidencia del sensor (α) :

$$\cos\beta = \frac{c_w}{c_G} \cos\alpha \qquad \cos\theta = \frac{c_L}{c_G} \cos\alpha \qquad (4.2)$$

donde c_w , c_G y c_L son respectivamente las velocidades del sonido en las paredes de la conducción, el gel y el líquido respectivamente. La velocidad del sonido en las paredes de los colectores se tomaron de los valores recomendados en el manual de usuario del DOP2000 en función del material (Willemetz, 2001). Las velocidades c_G y c_L se calcularon siguiendo el procedimiento descrito en Willemetz (2001). Este método consiste en introducir un disco en un recipiente lleno del líquido del que se quiere determinar su velocidad de propagación y medir los perfiles de eco con un sensor UDV colocado a una distancia conocida. El valor de la celeridad para el cual el eco alcanza el máximo a la distancia a la que se sitúa el disco corresponde a la velocidad de propagación en el medio. Las velocidades obtenidas en cada caso y los ángulos resultantes se detallan en la Tabla 4.5.

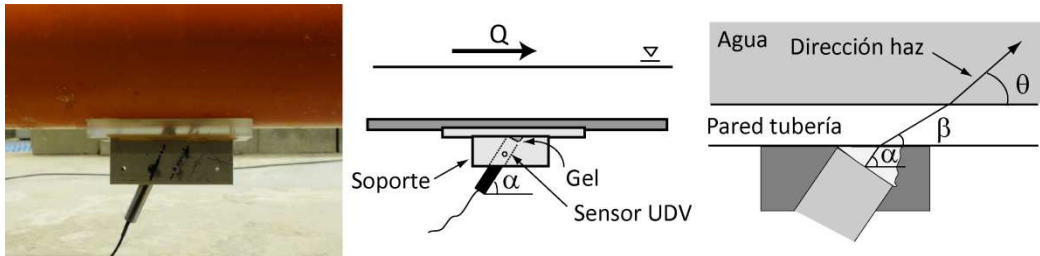


Figura 4.10 Fotografía del soporte en una de los colectores (izquierda), esquema del montaje (centro) y ángulos del haz de ultrasonidos en los diferentes medios (derecha).

Tabla 4.5 Velocidades de propagación y ángulos del haz en los diferentes medios. D corresponde al diámetro interior del conducto.

c_G (m/s)	c_L (m/s)	θ (grad)	D (mm)	Material	c_w (m/s)	β (grad)
1800	1550	68.66	85	Polipropileno	2740	49.96
			190	PVC	2340	56.67

Los sensores se configuraron para que la anchura de los volúmenes de medida (L_v) fuese mínima, maximizando así la resolución espacial de los perfiles de velocidad medidos. La anchura de los volúmenes está determinada por la duración del pulso de ultrasonidos emitido y la frecuencia del receptor. Cuanto más largos son los pulsos emitidos y menores las frecuencias de recepción, el ancho de los volúmenes es mayor y la resolución de los perfiles menor. La frecuencia del receptor es un valor propio de cada sensor (4 MHz en los sensores empleados en los ensayos) y la duración del pulso emitido se regula mediante la frecuencia de emisión (referida como Pulse Repetition Frequency ó PRF en el DOP2000). En los 5 sensores instalados se empleó el máximo PRF posible (74 μ s). Con esta configuración la anchura de los volúmenes de control es 0.775 mm, lo que supone una resolución en los perfiles medidos de 0.73 mm.

Los 5 sensores de UDV se conectaron a un mismo equipo de medida DOP2000 mediante una conexión *Multiplexer*. En este tipo de conexión la medida es secuencial y cíclica, lo que implica que cada sensor mide los perfiles de velocidad y eco en un colector durante un cierto tiempo (T_m), tras el cual comienza la medida en el sensor del siguiente colector. Este tipo de conexión presenta la limitación de no medir

simultáneamente los perfiles de velocidad en los 5 colectores pero es la única opción posible para la conexión de varias sondas.

El número de perfiles medidos por un sensor durante el tiempo T_m depende de dos factores: la frecuencia de emisión (PRF) y el número de pulsos emitidos para determinar los perfiles de velocidad. Aunque teóricamente emitiendo un único pulso se podría determinar un perfil de velocidad, en la práctica es necesario la emisión y promediado de un número suficientemente elevado de pulsos para reducir la varianza de las medidas. En los ensayos realizados se emplearon 600 emisiones para determinar cada perfil. Con esta configuración, durante un tiempo de medida (T_m) de 0.9 segundos, se midieron 18 perfiles de eco y velocidad. Los 18 perfiles medidos por cada sonda durante los 0.9 segundos se promediaron a un único perfil.

La configuración y metodología descritas para la medición con UDV están validadas por los resultados de la campaña experimental presentados en Fraga et al. (2014), incluido en la presente tesis. En dicha campaña los calados se determinaron con errores medios del orden de 1 y 0.5 mm en los colectores 1 y 3 respectivamente. Los errores medios en el cálculo de los caudales a partir de los perfiles de velocidad medidos fueron del orden de 0.1 l/s en el colector 1 y 0.05 l/s en el colector 3.

Durante la campaña experimental realizada se detectaron dos limitaciones de la metodología presentada para determinar el calado y el caudal con el UDV que es necesario destacar. La primera de ellas es que cuando las velocidades del agua son bajas, el UDV no detecta de forma adecuada el desplazamiento de las partículas entre la emisión y la recepción de las ondas. Debido a ello el UDV determina incorrectamente velocidades negativas o nulas en los volúmenes de control con velocidades bajas. No existe un valor de velocidad mínima que limite el funcionamiento del UDV, sino que a medida que las velocidades disminuyen, los desplazamientos de las partículas se capturan peor y las medidas se deterioran progresivamente. En el montaje empleado

en la campaña experimental no se consiguieron medir de forma fiable velocidades inferiores a 0.1 m/s.

La segunda limitación está relacionada con la determinación del calado. La metodología empleada determina el calado a partir de los perfiles de eco y velocidad medidos, asignando la posición de la lámina libre al centro de masas de un volumen de control. De esta forma el calado sólo puede adoptar valores correspondientes a las distancias del sensor a los centros de masas de los volúmenes de control. Debido a ello, la posición de la superficie presenta una incertidumbre de aproximadamente 0.4 mm, correspondiente a la mitad de la anchura del volumen de control.

4.2.5 Caracterización de la rugosidad

Los flujos en los estudios de drenaje urbano suelen ser mucho más someros a los habituales en otras ramas de la hidráulica como la fluvial o la costera. En los procesos de transformación de lluvia-esorrentía son habituales calados del orden de milímetros o centímetros, donde resulta muy importante una correcta caracterización del rozamiento. Como se observó en Fraga et al. (2013), el descenso de los calados provoca un aumento de los coeficientes de Manning que es necesario cuantificar para caracterizar correctamente la fricción de fondo. Debido a ello, los coeficientes de Manning de los elementos de la calle se determinaron experimentalmente de forma previa a los ensayos.

Calzada

Para determinar el coeficiente de rozamiento de la calzada se delimitó un canal sobre la misma, midiendo con un sensor de ultrasonidos los calados correspondientes a diferentes caudales y calculando el coeficiente de Manning a partir de la siguiente ecuación:

$$n = \frac{R_h^{2/3} A \sqrt{i}}{Q} \quad (4.3)$$

donde R_h es el radio hidráulico, A es el área mojada, Q es el caudal e i es la pendiente longitudinal del canal. En flujos someros y en los que el ancho de la superficie libre es muy superior al calado, se puede aproximar el radio hidráulico al calado (h), con lo que la ecuación anterior se expresa como:

$$n = \frac{h^{5/3} B \sqrt{i}}{Q} \quad (4.4)$$

donde B es la anchura del canal. El canal, con las dimensiones indicadas en la Figura 4.11, se construyó sobre la superficie de la calle empleando planchas de poliestireno selladas a la calzada. La pendiente longitudinal se determinó a partir de la topografía medida mientras que la pendiente transversal puede asumirse que es nula. En la parte superior del canal se dispone un pequeño depósito al que se conecta una toma de entrada de agua de forma que cuando se produce el vertido por coronación del depósito el agua circula por el canal. Los calados se midieron con un sensor de ultrasonidos del mismo tipo que los empleados para medir los calados en la superficie de la calle. Este sensor se colocó elevado sobre la superficie, sujeto por un soporte alojado fuera del canal (Figura 4.12). El final del canal se situó junto al sumidero 2 de forma que la salida del agua se produce directamente en la red de drenaje, midiendo el caudal circulante a la salida de la red de colectores a partir de la variación de volumen en el depósito a la salida de la red.

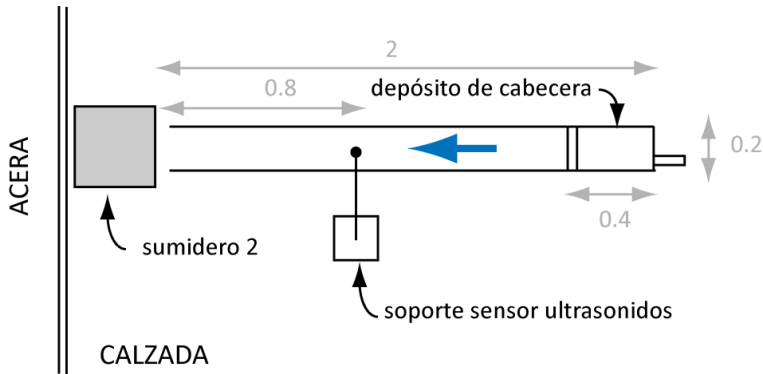


Figura 4.11 Vista en planta del canal.

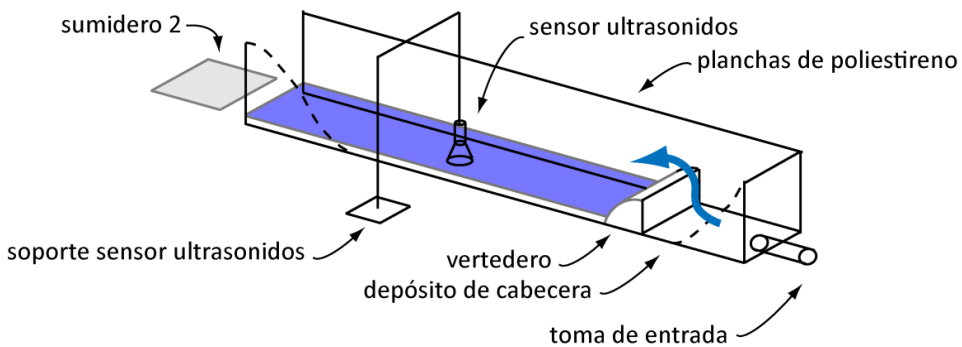


Figura 4.12 Esquema del canal.

Un vez realizados los ensayos para determinar la rugosidad de la calzada se retiraron las planchas de poliestireno de la superficie y se aplicó un disolvente para eliminar la silicona del sellado.

Acera

Para determinar el coeficiente de Manning en la acera no se consideró conveniente construir un canal como el descrito para la calzada dada la longitud de acera disponible en la dirección de la pendiente transversal de la calle. Por ello se empleó el canal descrito en Fraga et al. (2013), incluido dentro de la presente tesis. La longitud de este canal es 2.5 m., el ancho 0.5 m., y la pendiente longitudinal es 0.06 m/m. Sobre la superficie de ese canal se colocaron losetas de hormigón idénticas a las empleadas en la calle, sellando con mortero las juntas entre losetas y entre las losetas y el canal. El

coeficiente de Manning se determinó a partir de los calados medidos en el canal para diferentes caudales, de acuerdo con la expresión (4.3). Los calados en la superficie se midieron con la misma sonda de ultrasonidos empleada en la calzada, que se colocó suspendida sobre las losetas de la misma forma que se dispuso sobre la calzada. El caudal en cada ensayo se determinó a través de la variación de volumen en el depósito a la salida del canal, medido con la sonda de presión situada a la salida de la red. Los resultados de los coeficientes de Manning se muestran en la Tabla 4.6 y la

Tabla 4.7 resumiendo los resultados en la Figura 4.13, donde el número de Reynolds se calcula como:

$$Re = \frac{4hu}{\nu} = \frac{4Q}{B\nu} \tag{4.5}$$

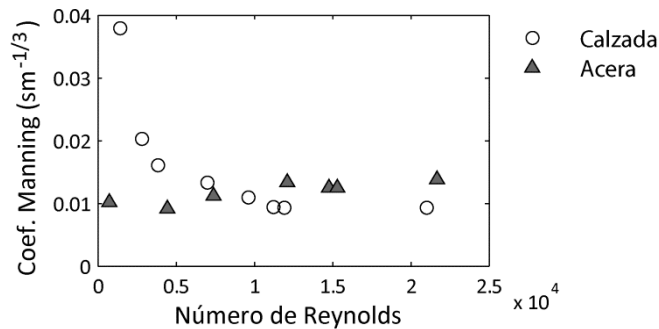
siendo ν la viscosidad cinemática del agua que se considera $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. Los coeficientes de Manning obtenidos para la calzada son relativamente constantes para números de Reynolds superiores a $\approx 10^4$ con valores cercanos a los referidos en la mayoría de los manuales hidráulicos como Engman (1986) o McCuen (1996) donde recomienda valores entre 0.011 y $0.015 \text{ s.m}^{-1/3}$ para superficies de hormigón. Por debajo de ese umbral del número de Reynolds se produce un aumento muy significativo de los coeficientes de Manning, llegando a cuadruplicarse.

Tabla 4.6 Coeficientes de Manning (en $\text{sm}^{-1/3}$) obtenidos para la calzada de hormigón.

Caudal (l/s)	0.064	0.129	0.175	0.320	0.440	0.512	0.545
Calado (mm)	3.950	4.120	4.310	5.540	5.960	5.960	6.140
Nº Reynolds	1398	2813	3825	6995	9617	11191	11913
Coef.Manning	0.038	0.020	0.016	0.013	0.011	0.009	0.009

Tabla 4.7 Coeficientes de Manning (en $\text{sm}^{-1/3}$) obtenidos para la acera.

Caudal (l/s)	0.024	0.145	0.242	0.396	0.484	0.501	0.710
Calado (mm)	0.940	2.610	4.010	5.980	6.480	6.610	8.670
Nº Reynolds	733	4427	7389	12104	14767	15298	21679
Coef. Manning	0.010	0.009	0.011	0.013	0.012	0.012	0.014


Figura 4.13 Coeficientes de Manning frente a números de Reynolds de la acera y de la calzada.

Los coeficientes de Manning obtenidos en la acera no muestran un incremento similar al observado en la calzada. Estas diferencias podrían deberse a que el flujo en la acera presenta una mayor complejidad que en la calzada. Cuando los calados son bajos el agua se conduce por los canales entre las baldosas que presentan continuas intersecciones en las que confluyen diferentes canales. Con el aumento del caudal el flujo pasa a producirse tanto a través de esos canales como sobre las baldosas (Figura 4.14).

Es importante destacar que estas formulaciones de la rugosidad se basan en datos experimentales y tienen un carácter empírico, extendiendo la relación entre la velocidad media y la fricción de fondo mediante coeficientes de Manning incluso cuando el régimen no es turbulento rugoso. Aunque dicha aproximación es cuestionable desde el punto de vista teórico, los resultados experimentales muestran un buen ajuste a dicha formulación.

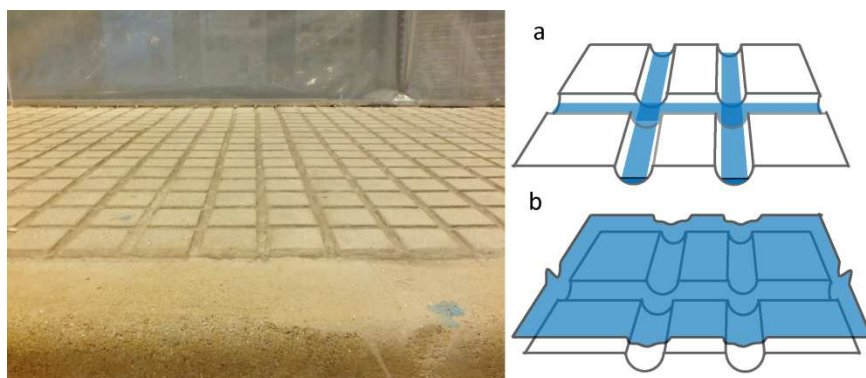


Figura 4.14. Detalle de la acera (izquierda) y del flujo en los canales entre baldosas (a) y sobre las mismas (b).

Red de colectores

Los coeficientes de Manning en los colectores se determinaron a partir de los resultados de la campaña experimental descrita en Fraga et al. (2014), incluido en la presente tesis. En dicha campaña experimental se midieron los calados en los colectores 1 y 3 para diferentes caudales, calculando luego el coeficiente de Manning con la ecuación (4.3). Los calados se midieron empleando un sensor de ultrasonidos como el utilizado en la superficie de la calle. Los caudales se determinaron a partir de la variación del volumen en el depósito situado a la salida, medido con la sonda de presión. Dada la similitud de las características geométricas y mecánicas los coeficientes obtenidos en el colector 1 se consideran aplicables al colector 2, y los obtenidos en el colector 3 a los colectores 4 y 5 (Tabla 4.1).

Los resultados obtenidos en ambos colectores no muestran un aumento en el coeficiente de Manning con el descenso de los calados lo que justifica el uso de un coeficiente de Manning constante (Tabla 4.8). El coeficiente de Manning en el colector 1 prácticamente duplica el coeficiente de Manning obtenido en el colector 3. El valor obtenido en el colector 1 está dentro del rango recomendado en ASCE (1982) para conductos de plástico ($0.011-0.015 \text{ s.m}^{-1/3}$), mientras que el correspondiente al colector 3 es inferior a dicho rango.

Tabla 4.8 Calados y coeficientes de Manning en los colectores 1 y 3.

Colector 1			Colector 3	
Q (l/s)	Calado (mm)	Coef. Manning (s.m ^{-1/3})	Calado (mm)	Coef. Manning (s.m ^{-1/3})
2.55	42.8	0.0153	29.5	0.0080
2.08	39.0	0.0160	27.8	0.0086
1.63	33.1	0.0151	23.4	0.0077
0.99	25.5	0.0152	19.1	0.0083

En el canal lateral de evacuación no se han realizado medidas de calado y caudal que permitan calcular el coeficiente de Manning. Al tratarse de un canal fabricado en PVC se asume que el coeficiente de Manning es el mismo que el obtenido en la colector 3, también fabricado en PVC (0.008 s.m^{-1/3}).

4.2.6 Descripción de los ensayos

Para validar el modelo numérico se realizaron 5 ensayos con las intensidades de lluvia y el caudal de escorrentía indicados en la Tabla 4.9. En todos los ensayos la superficie y la red de drenaje están inicialmente secas y las dos válvulas abiertas. Cada ensayo se divide en dos fases. En la primera fase del ensayo se analiza la interacción entre el drenaje en superficie y la red de colectores en lámina libre. Para ello se abren simultáneamente la toma de agua de lluvia y de escorrentía, que se mantendrán constantes durante todo el ensayo, alcanzando al cabo de cierto tiempo un estado estacionario tanto en la superficie de la calle como en la red de drenaje. La segunda fase empieza a los 200 segundos del inicio del ensayo, cuando ya se ha alcanzado el estado estacionario en la superficie y en la red. Al comienzo de esta fase se cierran las válvulas, provocando la entrada en carga de forma progresiva de la red.

Tabla 4.9 Características de los ensayos empleados para la validación del modelo numérico.

Ensayo	Intensidad media de lluvia (mm/h)	Caudal de escorrentía (l/s)	Tiempo de cierre de la red Tc (s)	Duración (s)
R1	50	0	200	1500
R2	75	0		
R3	90	0		
RR1	50	1.4	200	600
RR2	75	2.6		

4.3 Resultados y validación del modelo

Para validar el modelo numérico se simularon los 5 ensayos referidos en la Tabla 4.9, comparando los resultados del modelo con medidas experimentales. Las medidas experimentales corresponden a los caudales y los calados en los colectores de la red medidos con los UDV y los calados en la superficie de la calle y los sumideros medidos con los sensores de distancia de ultrasonidos.

En las simulaciones realizadas, la superficie de la calle se discretizó en una malla estructurada de elementos cuadrados de 6 cm de lado, lo que supone un total de 10755 elementos de cálculo. El tamaño de malla necesario se determinó tras un análisis previo de convergencia de malla. Se analizó el caudal derivado a los sumideros durante el ensayo R2 calculado con mallas estructuradas de elementos cuadrados con lados comprendidos entre los 3 y los 30 cm. Los resultados indicaron que un tamaño de elemento de 6 centímetros es suficiente para discretizar correctamente la topografía de la superficie y la distribución de lluvia sobre la misma.

La red de colectores se discretizó en elementos de 0.15 metros de longitud. Las tolerancias seco-mojado son 10^{-6} m en la superficie de la calle, y 10^{-4} m en la red de colectores. Se impuso un valor de CFL de 0.85 tanto en la superficie de la calle como en la red de colectores para asegurar la estabilidad numérica. Los coeficientes de

Manning de las superficies y de la red de drenaje corresponden a los descritos en la sección 4.1.5. En la red de colectores el flujo en carga se calculó empleando el método de TPA. La celeridad de las ondas de presión en los conductos se determinaron a partir de las características mecánicas de los colectores, considerando un módulo de Young de 1.5 GPa y 2.5 GPa en los colectores de polipropileno y PVC respectivamente, y una densidad de 1.3 Tm/m^3 de ambos materiales. Con las citadas características, las celeridades de los colectores de polipropileno y PVC son 5.6 y 6.8 m/s respectivamente. En los sumideros se consideró un coeficiente de descarga de 1.6.

4.3.1 Calados en la superficie

Descripción de los resultados numéricos

Los campos de calados calculados presentan una distribución similar entre sí en los ensayos de sólo lluvia (R1 - R3) y en los ensayos de lluvia con escorrentía (RR1 - RR2).

En los ensayos de sólo lluvia, la topografía de la calle deriva la lluvia que se precipita tanto sobre la acera como sobre la calzada hacia la unión entre el bordillo y la calzada. Durante los primeros instantes se produce un flujo muy somero paralelo al bordillo hacia los sumideros y el canal de evacuación lateral. Cuando el volumen derivado desde la calzada y la acera aumenta, genera una zona de acumulación entre los sumideros que se mantiene constante durante la primera fase de los ensayos (Figura 4.15). Los volúmenes derivados hacia el depósito de escorrentía incrementan los calados en el depósito aunque la cota de agua alcanzada en el mismo es insuficiente para provocar un vertido por coronación desde el depósito hacia la superficie.

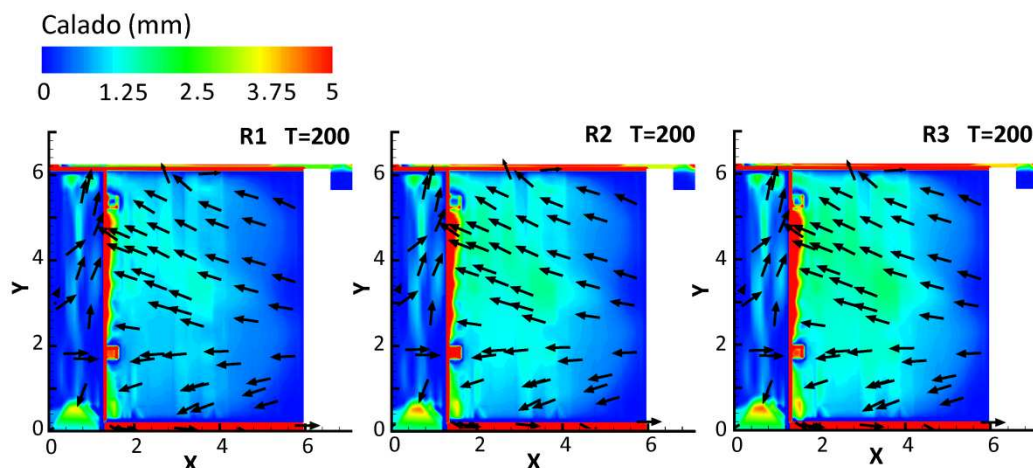


Figura 4.15 Campos de calados calculados al final de la 1ª fase de los ensayos R1, R2 y R3.

Los calados calculados en el tramo de la calzada situado entre los dos sumideros al final de la primera fase se muestra en detalle en la Figura 4.16 donde se observa que alcanzan los 6 - 8 mm según el ensayo considerado, muy por encima de los calados calculados en el resto de la superficie. Fuera de la zona de acumulación los máximos calados en la calzada son de 1.5, 1.8 y 2 mm en los ensayos R1, R2 y R3 respectivamente. Estos calados en la calzada se producen en las zonas en las que se solapan los difusores y las intensidades de lluvia aumentan puntualmente. En la acera los calados son notablemente inferiores a estos valores, ya que los volúmenes precipitados son menores y además son rápidamente evacuados fuera de la acera. Únicamente se observan valores elevados, cercanos a los 4 mm, en una depresión situada junto al depósito de escorrentía.

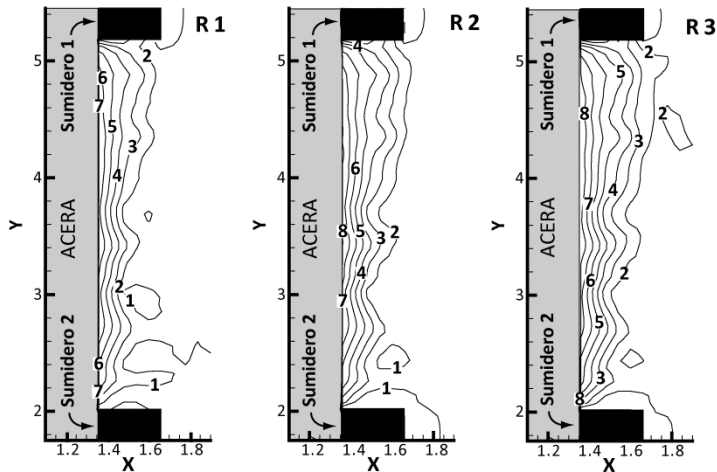


Figura 4.16 Detalle de los calados calculados (en mm) en la zona de acumulación entre los sumideros 1 y 2) al final de la primera fase de los ensayos R1-R3.

Durante la segunda fase de los ensayos, el cierre de la salida de la red de drenaje y su posterior entrada en carga provoca el rebose del sumidero 1, generando un aumento de los calados en los alrededores del sumidero (Figura 4.17). Los caudales derivados captados por el sumidero 2 son evacuados a través de la red en carga hasta el sumidero 1 sin que se produzca un rebose del sumidero 2. De esta forma, el incremento de calados por la entrada en carga de la red se limita a los alrededores del sumidero 1 (Figura 4.18).

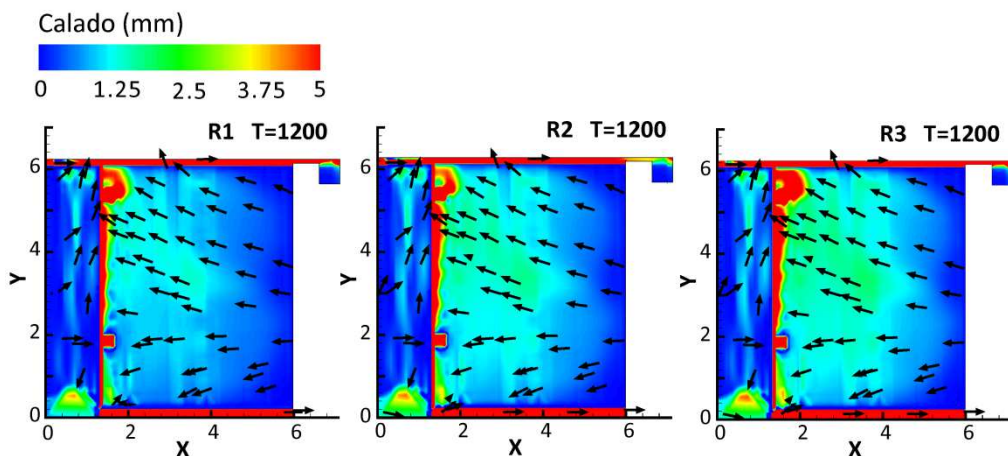


Figura 4.17 Campos de calados y vectores de velocidad calculados al final de la 2ª fase de los ensayos R1, R2 y R3.

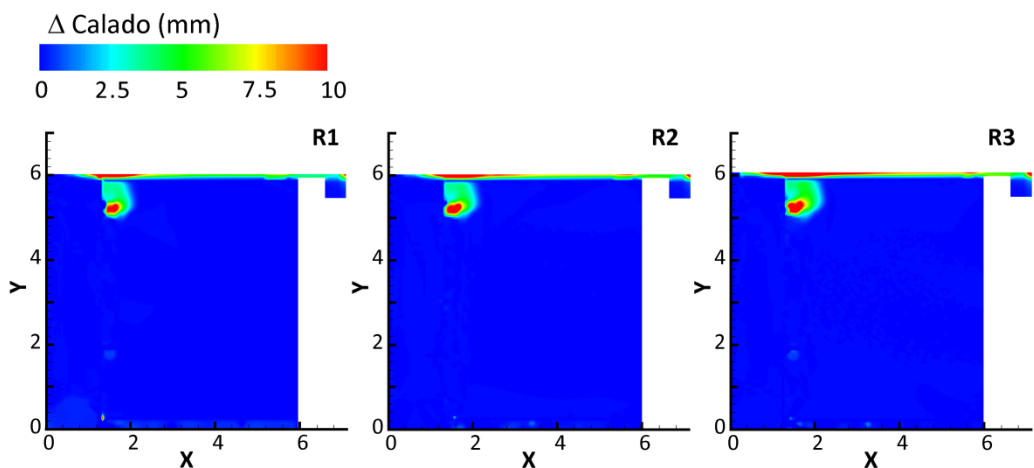


Figura 4.18 Variación de calados al final de la segunda fase de los ensayos con respecto al final de la primera fase.

En los ensayos de lluvia con escorrentía adicional (RR1 y RR2), la escorrentía introducida a través del depósito de cabecera aumenta los calados y la extensión de las zonas de acumulación en la unión entre el bordillo y la calzada. Este aumento es mayor en el ensayo RR2 donde al final de la primera fase del ensayo la zona de acumulación duplica su extensión con respecto a R2 (Figura 4.19).

En la cabecera de la superficie se genera una nueva zona de acumulación comprendida entre el depósito de escorrentía y el sumidero 2. Esta zona de acumulación deriva hacia los sumideros los volúmenes que en los ensayos de sólo lluvia entraban en el depósito. Los calados en la superficie fuera de estas dos zonas de acumulación no presentan diferencias con respecto a los de los ensayos de sólo lluvia.

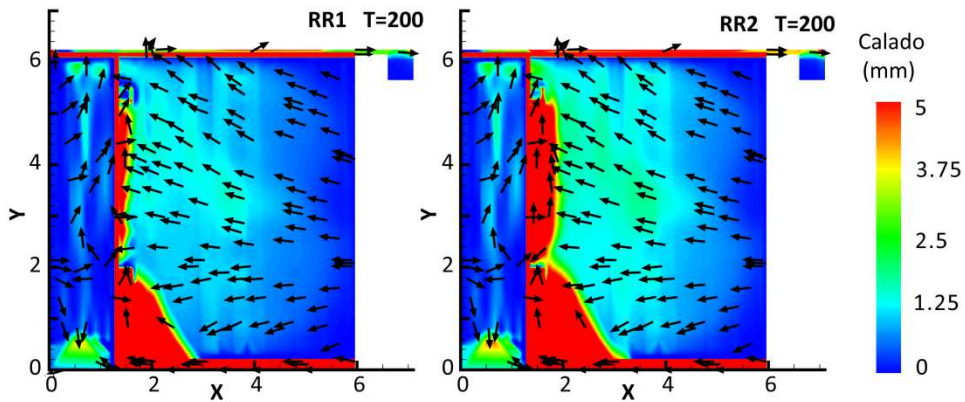


Figura 4.19 Campos de calados y vectores de velocidad calculados al final de la 1ª fase de los ensayos RR1 y RR2 .

Tras la entrada en carga de la red de drenaje, la extensión de las zonas de acumulación aumenta, siendo importante la diferencia observada entre los ensayos RR1 y RR2. En el caso del ensayo RR1, la escorrentía introducida desde el depósito de cabecera es captada por el sumidero 2 y evacuada a través de la red al sumidero 1 sin que se produzca el rebose del sumidero 2. Por el contrario, en el ensayo RR2 el caudal de escorrentía anega ambos sumideros y genera un aumento de calados tanto en los alrededores del sumidero 1 como del 2 (Figura 4.20).

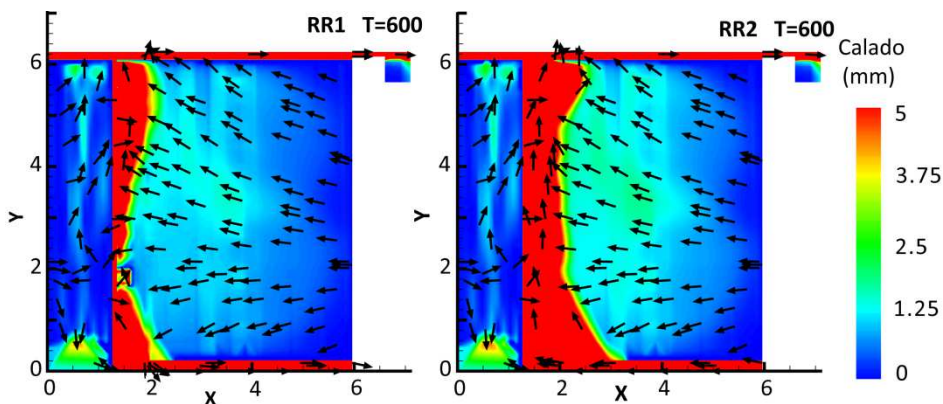


Figura 4.20 Campos de calados y vectores de velocidad calculados al final de la 2ª fase de los ensayos RR1 y RR2.

El incremento de los calados tras la entrada en carga de la red en los ensayos RR1 y RR2 es muy superior al observado en los ensayos de sólo lluvia (Figura 4.18), donde la

afección se limitaba a los alrededores del sumidero 1. En los ensayos RR1 y RR2 se produce también una elevación de los calados entre los dos sumideros que alcanza los 5 mm en algunos puntos.

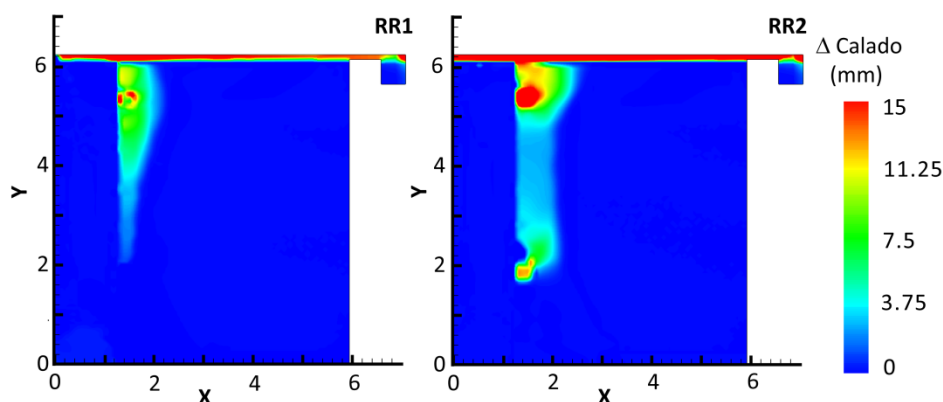


Figura 4.21 Incremento de calado en la superficie de la calle tras la entrada en carga de la red de colectores en los ensayos RR1 (izquierda) y RR2 (derecha).

Comparación con datos experimentales

Los calados calculados en los 5 ensayos se comparan con los calados medidos en los puntos indicados en la Figura 4.6 y descritos en la sección 4.1.4.

En la Figura 4.22, Figura 4.23 y Figura 4.24 se muestran la evolución de calados calculados y medidos en los puntos S1, S3 y S5 (Figura 4.6). La evolución de los calados durante la primera fase de los 5 ensayos es muy similar en los 3 puntos. Durante la primera fase de los ensayos los calados se incrementan de forma más o menos uniforme hasta alcanzar un estado estacionario. Los tiempos de llegada de los frentes y los tiempos que se alcanza el estacionario se predicen correctamente con el modelo en los 5 ensayos. En el estado estacionario, las diferencias entre los calados calculados y los medidos experimentalmente son inferiores a 0.5 mm en todos los casos. Las medidas experimentales del calado presentan unas variaciones que probablemente se deben a las fluctuaciones en la superficie libre por el impacto de las gotas de lluvia. Cuando se alcanza el estado estacionario estas oscilaciones son más perceptibles si

bien su variación con respecto al valor medio es inferior a los 0.3 mm. En el punto S1, tanto los calados medidos como calculados en el ensayo RR1 son idénticos a los del ensayo R1, lo que indica que la escorrentía adicional es captada íntegramente por los sumideros y no varía el caudal derivado al canal lateral de salida.

En la segunda fase de los ensayos, la entrada en carga de la red afecta de distinta forma a cada uno de los puntos. En el punto S1, en todos los ensayos se produce un aumento de los calados debido al rebose del sumidero 1 hasta alcanzar un nuevo estacionario. Aunque el instante en que se produce el aumento de los calados se captura aceptablemente con el modelo, los calados en el segundo estado estacionario se predicen peor. Los resultados del modelo son superiores a los medidos en todos los casos. Las diferencias entre los calados medidos y calculados en los ensayos de sólo lluvia durante este segundo estacionario son similares a los observados en la primera fase (≈ 0.5 mm). En los ensayos de lluvia con escorrentía las diferencias aumentan hasta aproximadamente 2.5 mm. En el punto S3 sólo en los ensayos de lluvia con escorrentía se produce un aumento del calado con la entrada en carga de la red. Al igual que en el punto S1, el instante de entrada en carga medido se reproduce correctamente con el modelo numérico. El modelo de nuevo predice calados mayores en el segundo estado estacionario con diferencias entre los resultados numéricos y experimentales inferiores a las del punto S1. En el punto S5 no aumentan los calados con la entrada en carga de la red en ninguno de los ensayos y las diferencias entre los calados medidos y calculados observadas durante la primera fase de los ensayos se mantienen.

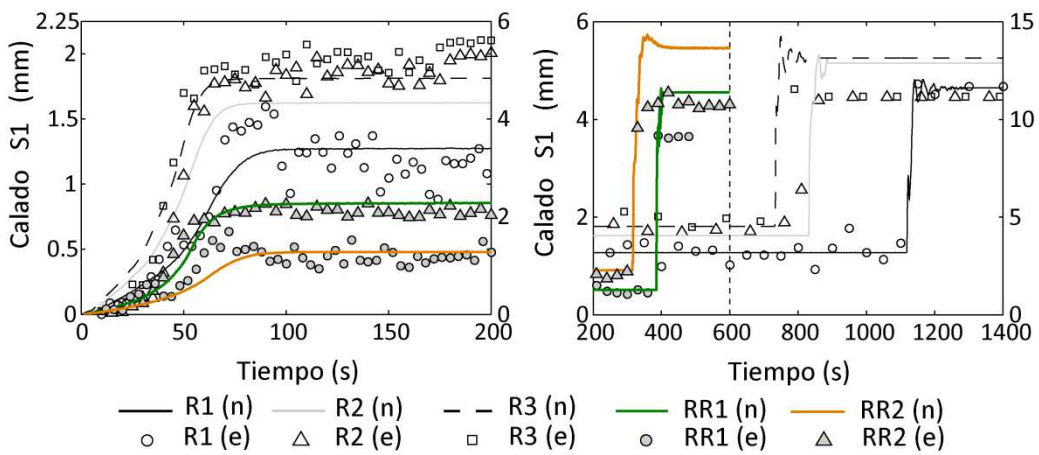


Figura 4.22 Evolución de calados en el punto S1 durante la fase 1 (izquierda) y 2 (derecha) de los ensayos. Los resultados indicados con *n* corresponden a los del modelo numérico y los indicados con *e* a los experimentales. La línea punteada en T=600 segundos indica el final de los ensayos RR1 y RR2. El eje secundario corresponde a los ensayos RR1 y RR2.

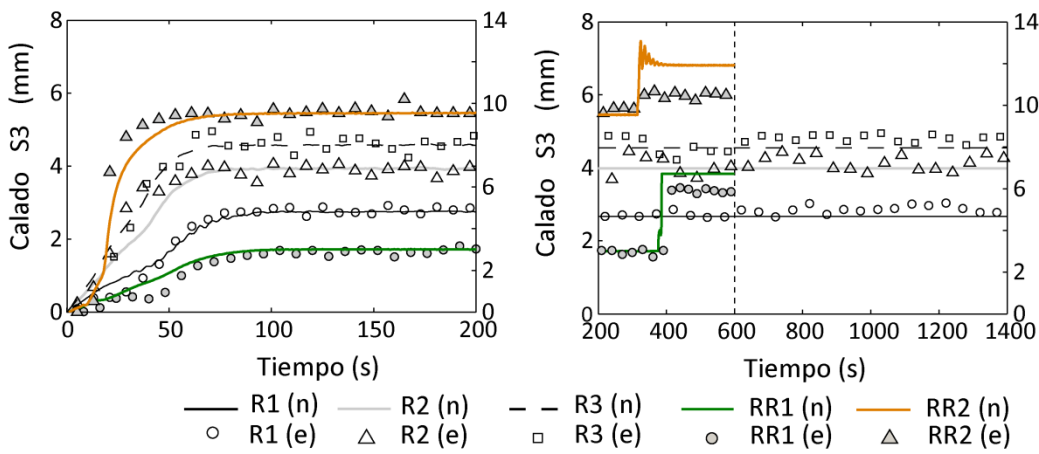


Figura 4.23 Evolución de calados en el punto S3 durante la fase 1 (izquierda) y 2 (derecha) de los ensayos. Los resultados indicados con *n* corresponden a los del modelo numérico y los indicados con *e* a los experimentales. La línea punteada en T=600 segundos indica el final de los ensayos RR1 y RR2. El eje secundario corresponde a los ensayos RR1 y RR2.

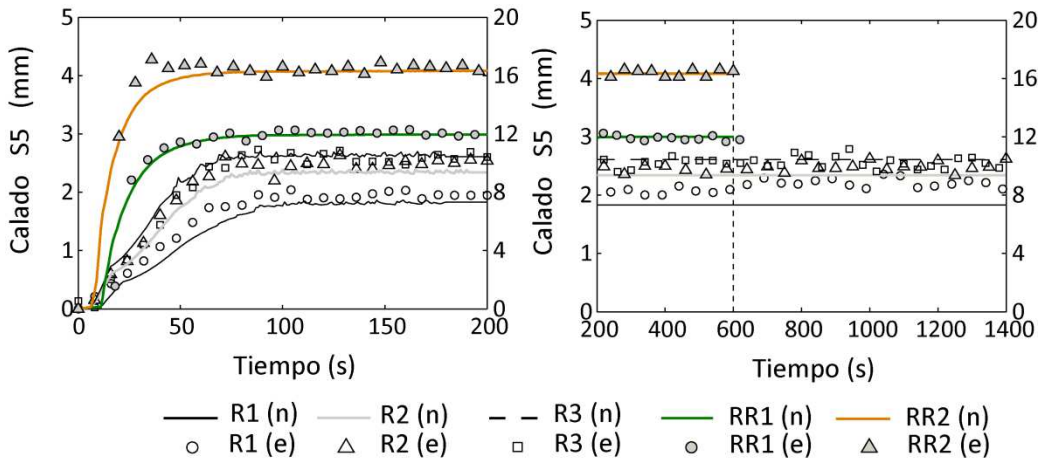


Figura 4.24 Evolución de calados en el punto S5 durante la fase 1 (izquierda) y 2 (derecha) de los ensayos. Los resultados indicados con n corresponden a los del modelo numérico y los indicados con e a los experimentales. La línea punteada en $T=600$ segundos indica el final de los ensayos RR1 y RR2. El eje secundario corresponde a los ensayos RR1 y RR2.

En el sumidero 1 el modelo numérico reproduce correctamente la evolución de los calados en la primera fase de los ensayos de sólo lluvia y en el ensayo RR1. En el RR2, el ajuste durante el estado estacionario empeora y en el estado estacionario los calados medidos son inferiores a los calculados con diferencias cercanas a 1 cm (Figura 4.25). Durante la segunda fase de los ensayos, el instante de entrada en carga se predice aceptablemente en todos los ensayos salvo el R1, donde los resultados experimentales no son coherente con los del resto de ensayos. El calado alcanzado durante el segundo estado estacionario en R1 es superior al medido en los ensayos R2 y R3 y la entrada en carga se produce de más rápidamente que en los otros dos ensayos, lo que no tiene sentido dado que el caudal derivado es menor.

Los calados calculados por el modelo numérico una vez alcanzado el segundo estado estacionario presentan de nuevo un peor ajuste a los valores medidos que durante la primera fase de los ensayos. Sin embargo en este caso las predicciones del modelo son inferiores a los valores medidos. Estas diferencias junto con las observadas en el punto S1 sugieren que la altura del sumidero 1 introducida en el modelo es inferior a la real. De esta forma tras la entrada en carga de la red los calados calculados en el sumidero

son inferiores a los medidos ya que se predice el rebose del sumidero para calados menores. Por otra parte, al rebajar la coronación del sumidero el modelo sobreestima el vertido desde el sumidero 1 a la superficie, provocando que los calados calculados en el punto S1 sean superiores a los medidos.

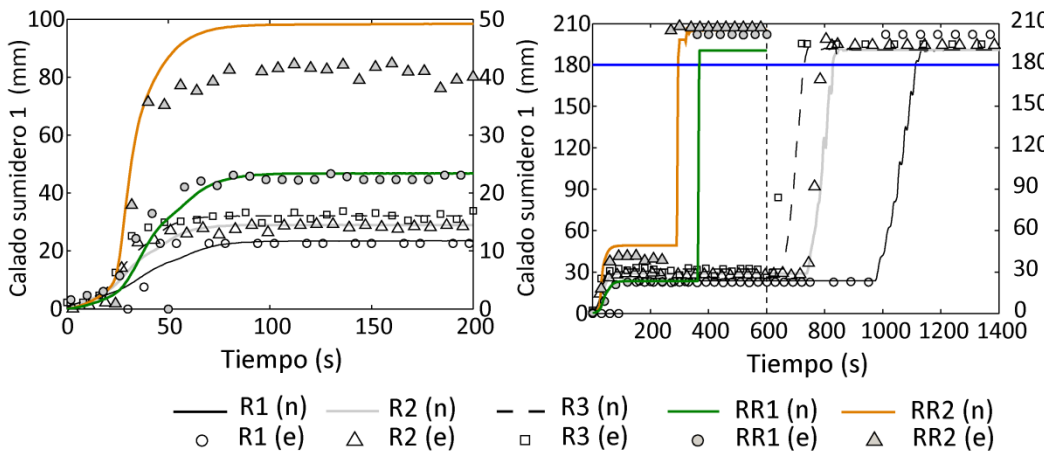


Figura 4.25 Evolución de calados en el sumidero 1 durante la fase 1 (izquierda) y 2 (derecha) de los ensayos. Los resultados indicados con *n* corresponden a los del modelo numérico y los indicados con *e* a los experimentales. La línea punteada en T=600 segundos indica el final de los ensayos RR1 y RR2 y la línea azul indica la cota de coronación del sumidero. El eje secundario corresponde a los ensayos RR1 y RR2.

En el sumidero 2 se observa un muy buen ajuste de los calados medidos experimentalmente y los calculados con el modelo en todos los ensayos menos en el R1, donde las medidas experimentales se deterioran (Figura 4.26). Esto se debe a que la altura a la que se coloca el sensor de ultrasonidos sobre el sumidero es casi la máxima distancia de medida del sensor, por lo que los calados bajos no se miden correctamente.

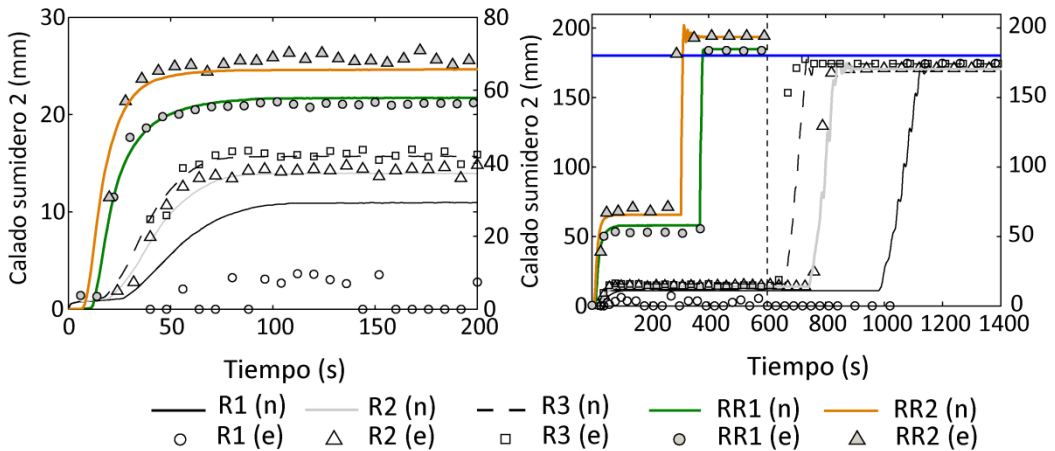


Figura 4.26 Evolución de calados en el sumidero 2 durante la fase 1 (izquierda) y 2 (derecha) de los ensayos. Los resultados indicados con *n* corresponden a los del modelo numérico y los indicados con *e* a los experimentales. La línea punteada en $T=600$ segundos indica el final de los ensayos RR1 y RR2 y la línea azul indica la cota de coronación del sumidero. El eje secundario corresponde a los ensayos RR1 y RR2.

En la Figura 4.27 se comparan los calados medidos y calculados en los 8 puntos indicados en la Figura 4.6 durante el estado estacionario de la primera fase de los 5 ensayos. Los valores experimentales corresponden a la media de los valores registrados durante el estado estacionario. Para calados superiores a 2 mm las diferencias entre los resultados numéricos y experimentales son inferiores al 10% en la mayoría de los casos. El coeficiente de correlación es 0.98 lo que indica un buen ajuste del modelo a los resultados experimentales. Para calados inferiores a este valor las diferencias porcentuales aumentan de forma significativa. En este rango de calados el coeficiente de correlación desciende hasta 0.68. La mayor diferencia observada corresponde al sumidero 2 durante el ensayo RR2 (punto A en la Figura 4.27)

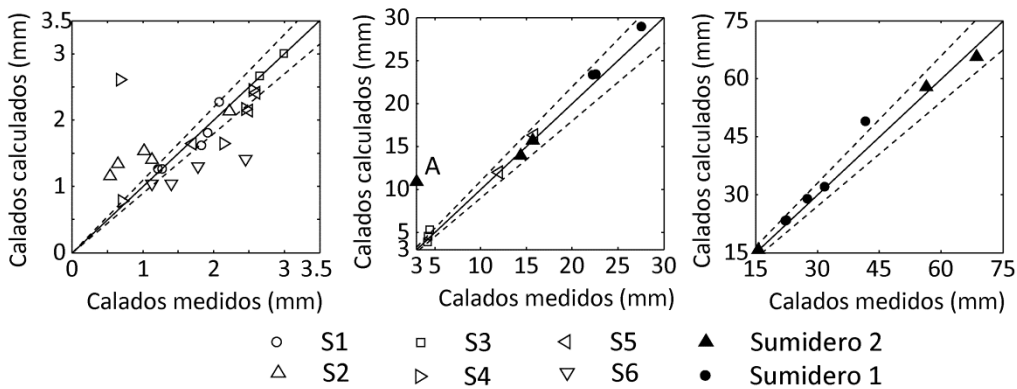


Figura 4.27 Comparación de calados medidos y calculados al final de la primera fase de los 5 ensayos. La línea negra continua representa una correspondencia 1:1 y las líneas discontinuas diferencias del 10%.

Cuando la red entra en carga se observa un mejor ajuste para valores bajos de calado (<7 mm), presentando la mayoría de los puntos diferencias entre los calados medidos y calculados menores al 10% (Figura 4.28). Cuando los calados aumentan los resultados se deterioran ligeramente. El coeficiente de correlación en los calados medidos en la superficie cuando la red está en carga es de 0.97, muy similar al observado con la red en lámina libre. En los sumideros las diferencias porcentuales son inferiores al 10% en todos los casos aunque el coeficiente de correlación es menor que el obtenido en los puntos de la superficie (0.85). Se observa un mejor ajuste en el sumidero 2, donde el coeficiente de correlación es de 0.89, que en el sumidero 1, donde la correlación es menor (0.5). Esto probablemente se debe a una incorrecta definición de la altura del sumidero, como se comentó anteriormente.

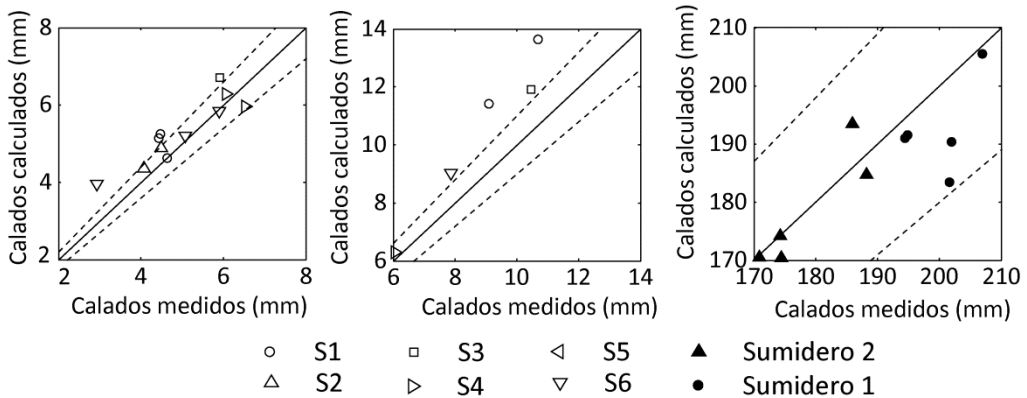


Figura 4.28 Comparación de calados medidos y calculados al final de la segunda fase de los 5 ensayos. La línea negra continua representa una correspondencia 1:1 y las líneas discontinuas diferencias del 10%.

Como conclusión se observa que el modelo numérico reproduce correctamente la evolución de los calados en la superficie, tanto para los ensayos de lluvia como para los de lluvia con escorrentía. Se predice correctamente los instantes en los que se alcanzan los estados estacionarios y los valores del calado, una vez alcanzado el estacionario, se predicen mejor en los puntos con calados superiores a 2 mm. En los sumideros la altura de lámina se simula correctamente en la mayoría de los ensayos. Durante la segunda fase de los ensayos, tras la entrada en carga de la red, el instante en que aumentan los calados en la superficie se reproduce correctamente con el modelo aunque los calados una vez alcanzado de nuevo un estado estacionario se predicen peor que con la red en lámina libre.

4.3.2 Caudales en la red de colectores

La comparación de los caudales calculados y medidos en la red de colectores se realiza únicamente durante la primera fase de los ensayos. Esto se debe a que tras el cierre de la salida de la red de colectores las velocidades disminuyen considerablemente, y los valores alcanzados resultan inferiores al rango de medida del UDV. Debido a ello, durante la segunda fase de los ensayos no se puede determinar de manera fiable la

distribución de velocidades en la sección de las conducciones, necesaria para calcular el caudal circulante.

En los colectores 1 y 2 los hidrogramas medidos durante la primera fase de los ensayos presentan un comportamiento similar. Tras la llegada del frente de onda se produce un incremento de los caudales relativamente uniforme hasta alcanzar un valor constante que se mantiene hasta el final de la primera fase de los ensayos. El tiempo de llegada de los frentes de onda en cada colector es muy similar en los tres ensayos de sólo lluvia. En los ensayos de lluvia con escorrentía en el colector 2 se produce un adelanto de la llegada del frente de onda que no se observa en el colector 1. Todos estos comportamientos se reproducen correctamente con el modelo numérico, capturándose de forma adecuada las llegadas de los frentes de onda y los instante en que se alcanza el estado estacionario (Figura 4.29)

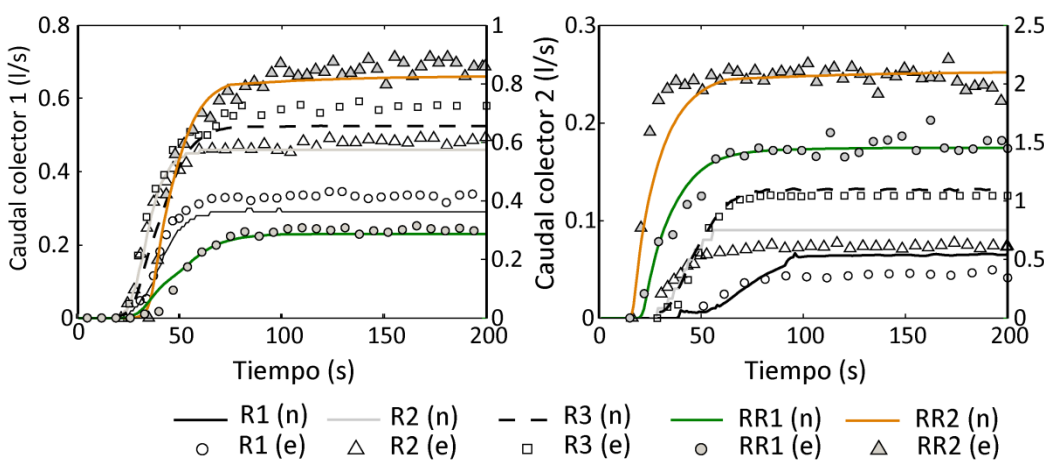


Figura 4.29 Evolución de los caudales medidos y calculados en los colectores 1 (izquierda) y 2 (derecha) durante la primera fase de los ensayos. El eje secundario corresponde a los ensayos RR1 y RR2

Durante el estado estacionario los caudales de ambos colectores se predicen aceptablemente. En los ensayos de lluvia con escorrentía la diferencia media relativa entre los caudales medidos y calculados es inferior al 5% en ambos colectores, lo que supone diferencias medias inferiores a 0.06 l/s (Tabla 4.10).

En los ensayos de sólo lluvia, los caudales medidos en el colector 1 son superiores a los calculados, con diferencias porcentuales en los tres ensayos inferiores al 15% una vez alcanzado el estado estacionario. Estos valores porcentuales suponen diferencias absolutas inferiores a 0.05 l/s, muy similares a las obtenidas en los ensayos de lluvia con escorrentía. Por el contrario, en el colector 2 los caudales experimentales son inferiores a los calculados. Las diferencias porcentuales en este colector son muy superiores a las obtenidas en el colector 1 debido a que los caudales son mucho menores.

Tabla 4.10 Diferencias medias absolutas y relativa de caudales en los colectores 1 y 2.

		R1	R2	R3	RR1	RR2
Diferencia media relativa (%)	Colector 1	13.1	4.8	4.7	4.8	4.3
	Colector 2	44.5	21.8	5.2	3.7	2.7
Diferencia media absoluta (l/s)	Colector 1	0.044	0.023	0.014	0.015	0.037
	Colector 2	0.020	0.016	0.006	0.058	0.054

En el colector 3, durante los ensayos sólo de lluvia (R1 - R3) no se observa el incremento constante del caudal hasta alcanzar un estado estacionario que sí aparece los colectores 1 y 2. Esto se debe a que el caudal en el colector 3 está determinado por los aportes de los colectores 1 y 2 y del canal de evacuación lateral, presentando los aportes un desfase en los tiempos que genera el salto en los caudales indicado con la línea discontinua de la Figura 4.30.

La evolución de los caudales se simula correctamente con el modelo numérico en los ensayos R2 y R3, donde las diferencias entre los caudales medidos y calculados son inferiores a los obtenidos en el colector 1 (Tabla 4.11). En el ensayo R1, por el contrario, se observa un peor ajuste de los resultados numéricos a los caudales medidos con diferencias en el estado estacionario similares a las observadas en el colector 1.

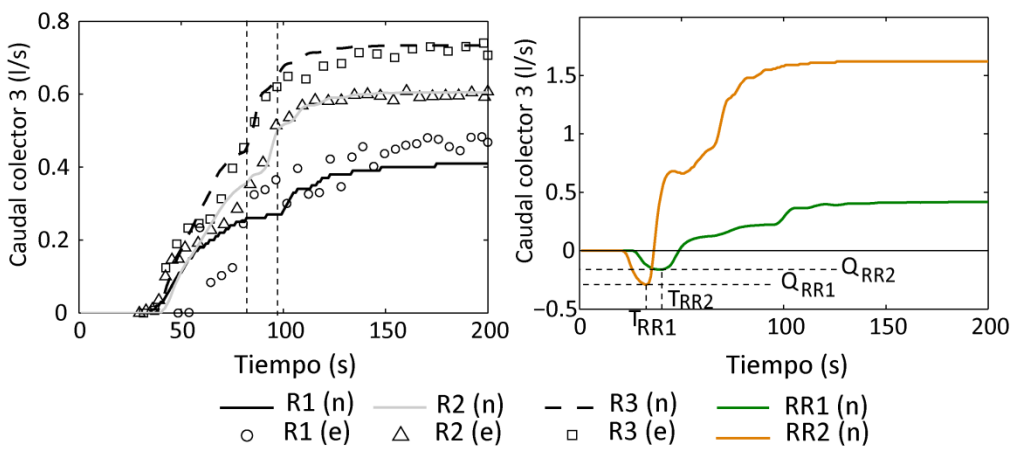


Figura 4.30 Evolución de los caudales medidos y calculados en el colector 3 durante la primera fase de los ensayos de sólo lluvia (izquierda) y lluvia con escorrentía (derecha).

Tabla 4.11 Diferencias medias absolutas y relativa de caudales en el colector 3.

	R1	R2	R3
Diferencia media relativa (%)	11.8	1.3	2.1
Diferencia media absoluta (l/s)	0.055	0.008	0.015

Durante los primeros instantes de los ensayos de lluvia con escorrentía los aportes al colector 3 del colector 2 son muy superiores a los provenientes del colector 1. Esto provoca una elevación de los niveles de agua en el extremo más bajo del colector 3 que genera un flujo en el sentido inverso a la pendiente. Una vez las descargas y los calados en el extremo superior del colector 3 aumentan, se invierte el sentido del flujo que pasa a ser en el sentido de la pendiente (Figura 4.30).

Las velocidades alcanzadas en el colector (en valor absoluto) durante la mayor parte del ensayo son muy bajas y únicamente cuando se produce el flujo en sentido inverso a la pendiente se incrementan ligeramente estas velocidades, alcanzando valores de -0.20 y -0.25 m/s. Debido a estas bajas velocidades en los ensayos de lluvia con escorrentía no se dispone de medidas experimentales del caudal excepto durante el flujo en sentido inverso, donde el incremento puntual de velocidad permite determinar los caudales Q_{RR1} y Q_{RR2} indicados en la Figura 4.30. La comparación entre los caudales

calculados y medidos (Tabla 4.12) indica que el modelo reproduce correctamente este flujo inverso tanto en magnitud como en tiempo obteniendo diferencias en los caudales del 3.75 y 0.79 % en los ensayos RR1 y RR2 respectivamente.

Tabla 4.12 Caudales y tiempos de los flujos inversos en el colector 3.

	RR1		RR2	
	Medido	Calculado	Medido	Calculado
Tiempo (s)	38.5	40.0	35.0	33.0
Caudal (l/s)	-0.156	-0.162	-0.292	-0.290

En los colectores 4 y 5 se observa una importante laminación de los hidrogramas obtenidos al comienzo de la red (colectores 1 y 2) a pesar de que la máxima distancia desde la entrada a la salida de la red es de sólo 15 metros. Los tiempos en los que se alcanzan los estados estacionarios en el colector 5 duplican los obtenidos en el colector 1 y la variación de los caudales es más suave en todos los ensayos (Figura 4.31). El modelo numérico simula correctamente esta laminación.

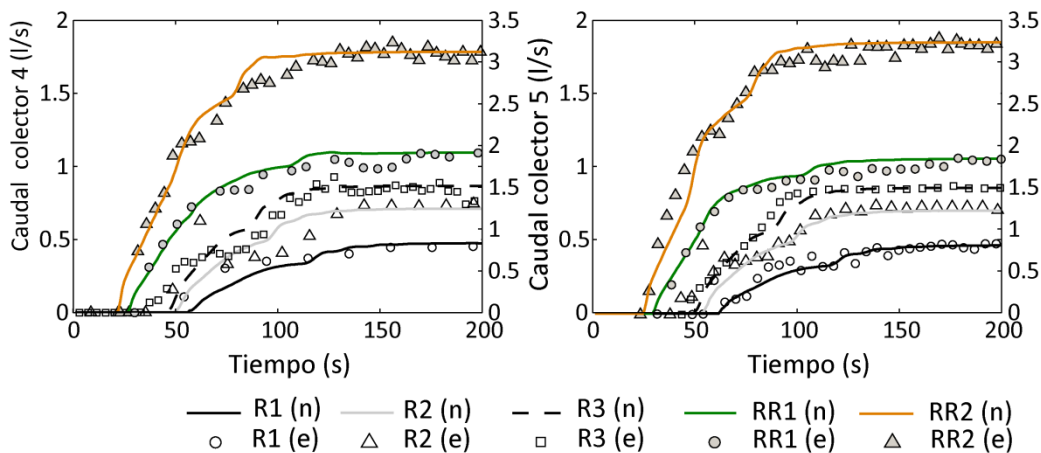


Figura 4.31 Evolución de los caudales medidos y calculados en los colectores 4 (izquierda) y 5 (derecha) durante la primera fase de los ensayos. El eje secundario corresponde a los ensayos RR1 y RR2.

Las diferencias entre los resultados numéricos y experimentales son menores en el colector 5, situado al final de la red. En dicho colector se obtienen las menores

diferencias medias relativas de toda la red, que suponen diferencias entre los caudales medidos y calculados inferiores a 0.05 l/s (Tabla 4.13).

Tabla 4.13 Diferencias medias absolutas y relativa de caudales en los colectores 4 y 5.

		R1	R2	R3	RR1	RR2
Dif. media relativa (%)	Colector 4	4.6	3.6	3.1	4.7	4.6
	Colector 5	1.7	3.1	0.6	1.9	1.3
Dif. media absoluta (l/s)	Colector 4	0.030	0.026	0.026	0.082	0.053
	Colector 5	0.008	0.023	0.005	0.034	0.044

Los caudales medios calculados en el estado estacionario son idénticos en los colectores 4 y 5, lo que indica que la discretización realizada conserva la masa correctamente. Los caudales medios medidos en los colectores presentan ligeras diferencias en el ensayo RR2, siendo mínimas en el resto de los ensayos.

Tabla 4.14 Caudales medios en los estados estacionarios de los colectores 4 y 5.

	Caudal medio medido (l/s)		Caudal medio calculado (l/s)		Diferencia porcentual	
Colector	4	5	4	5	4	5
RR2	3.10	3.24	3.26	3.26	-5.1	-0.5
RR1	1.88	1.86	1.86	1.86	1.1	-0.4
R3	0.85	0.87	0.87	0.87	-1.8	0.3
R2	0.73	0.73	0.71	0.71	3.5	3.0
R1	0.45	0.47	0.47	0.47	-5.5	0.1

Como conclusión se observa que el modelo numérico calcula de manera aceptable los caudales dentro de la red de colectores en todos los ensayos. Las diferencias entre los hidrogramas medidos y calculados se atenúan a medida que se propagan por la red de colectores. Dado que al final de la red las diferencias en los caudales medidos y calculados son mínimas, es probable que las diferencias observadas en los caudales de los colectores 1 y 2 (al comienzo de la red) se deban a pequeños errores en la

topografía. Estos errores afectan al volumen de escorrentía derivado a cada sumidero y explican las diferencias en los colectores 1 y 2. Al final de la red estos errores se anulan entre sí y explican que las diferencias observadas en el colector 5 sean inferiores.

4.3.3 Calados en la red de colectores

Las velocidades en los colectores durante la primera fase de los ensayos son suficientemente elevadas para medir correctamente con el UDV perfiles de eco y velocidad y determinar la posición de la lámina libre. Durante la segunda fase las velocidades disminuyen y las medidas de los perfiles de velocidad se deterioran resultando imposible determinar de forma fiable el caudal circulante. Sin embargo, los perfiles de eco registrados permiten determinar la posición y evolución de la lámina libre durante la segunda fase de los ensayos en todos los colectores salvo el 3. En el montaje descrito no se dispone de medidas de la presión en los colectores.

En los colectores 1 y 2 la evolución de los calados durante la primera fase de los ensayos es similar a la de los caudales detallada en la sección anterior, es decir, se produce un incremento relativamente uniforme hasta alcanzar un estado estacionario (Figura 4.32). Los calados calculados por el modelo en los estados estacionarios son inferiores a los medidos en ambos colectores. En el colector 1 las diferencias porcentuales son muy similares en todos los ensayos. En el colector 2 las diferencias porcentuales se incrementan de manera importante en los ensayos de menor calado (Tabla 4.15). En el colector 1, los calados medidos y calculados en los ensayos R1 y RR1 son prácticamente iguales ya que la escorrentía adicional es captada en su mayor parte por el sumidero 2. Debido a ello en la Figura 4.32 se muestran únicamente los resultados del ensayo R1.

En el colector 1 los caudales medidos son superiores a los calculados, lo que probablemente explique las diferencias observadas en los calados. Por el contrario en el colector 2 los caudales medidos son inferiores a los calculados. Las diferencias en los

calados en el colector 2 podrían deberse a que la pendiente de la conducción es inferior a la medida. También es posible que la aproximación de un coeficiente de Manning constante no sea acertada y cuando los calados son bajos se produce un aumento de la fricción que incrementa el calado.

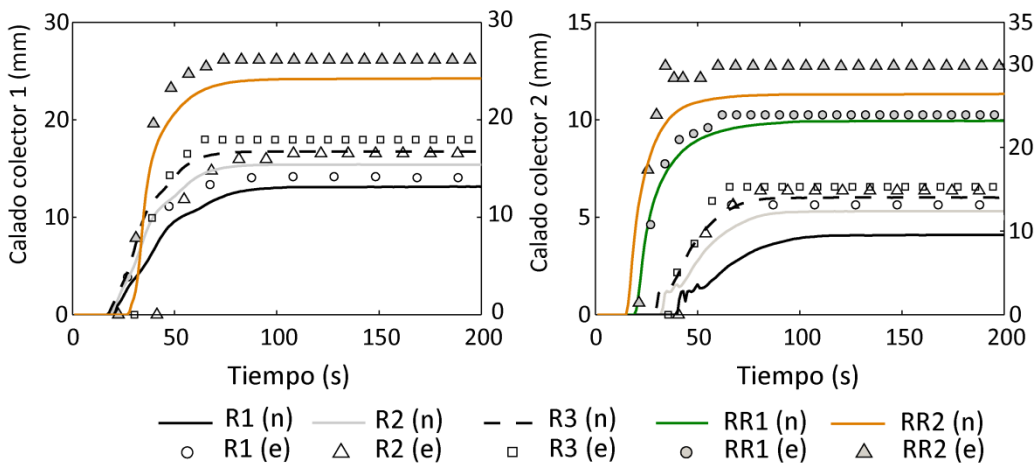


Figura 4.32 Evolución de calados durante la primera fase de los ensayos en el colector 1 (izquierda) y 2 (derecha). El eje secundario corresponde a los ensayos RR1 y RR2.

Tabla 4.15 Diferencias medias absolutas y relativa de los calados en los colectores 1 y 2.

		R1	R2	R3	RR1	RR2
Diferencia media relativa (%)	Colector 1	6.7	6.9	6.6	6.7	7.4
	Colector 2	27.4	16.6	8.2	3.1	11.1
Diferencia media absoluta (mm)	Colector 1	1.2	1.1	0.9	1.2	1.9
	Colector 2	1.5	1.0	0.5	0.7	3.3

Durante la segunda fase de los ensayos los calados primero se mantienen constantes y luego aumentan hasta producirse la entrada en carga de los colectores. En los dos colectores se observa que la entrada en carga de los ensayos de lluvia con escorrentía se produce de manera casi instantánea mientras que la evolución de los calados en los ensayos de sólo lluvia es más suave (Figura 4.33). El instante de entrada en carga se predice de manera aceptable en ambos colectores. En el colector 1 el modelo anticipa

el comienzo de los incrementos en el calado con un adelanto de aproximadamente 30 segundos con respecto al valor experimental.

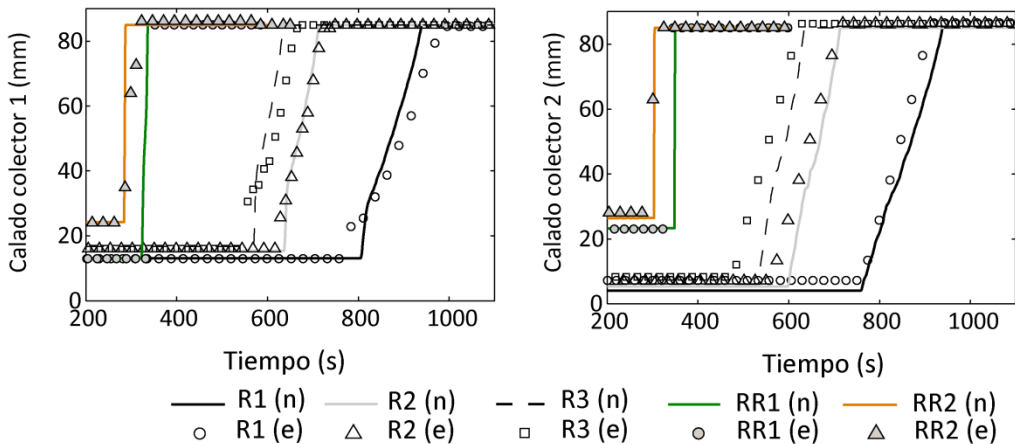


Figura 4.33 Evolución de los calados en los colectores 1 (izquierda) y 2 (derecha) en la segunda fase de los ensayos.

En el colector 3 no se produce un incremento de los calados de forma uniforme por el desfase temporal en los aportes al colector (Figura 4.34). Durante la primera fase de los ensayos la evolución de los calados calculados se ajusta correctamente a los calados medidos. Las diferencias cuando se alcanza el estado estacionario son menores al 5% en los tres casos. Esto supone diferencias inferiores a 1 mm, muy similares a la anchura de los volúmenes de medida del UDV (0.73 mm). En la segunda fase de los ensayos el modelo predice peor la evolución del calado en el ensayo R1, anticipando la entrada en carga en unos 150 segundos aproximadamente.

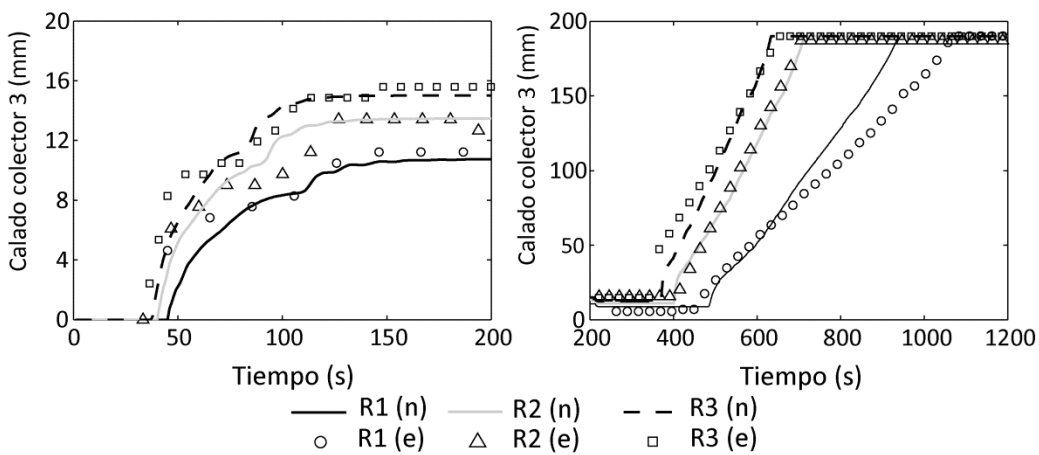


Figura 4.34 Evolución de los calados en el colector 3 durante la primera (izquierda) y segunda (derecha) fases de los ensayos de sólo lluvia.

En los colectores 4 y 5 en la primera fase de los ensayos se produce una laminación en la evolución de los calados. Esto resulta en una evolución de los calados muy similar en todos los ensayos entre los colectores 4 y 5 (Figura 4.35). En el estado estacionario, aunque los caudales calculados en los colectores 4 y 5 son idénticos y el diámetro de las conducciones es el mismo, los calados calculados en el colector 4 son superiores a los del colector 5 debido a la menor pendiente del colector 4. En el estado estacionario las diferencias porcentuales entre los calados medidos y calculados en los colectores 4 y 5 son similares a las de los caudales. En el colector 5 se observan las menores diferencias porcentuales de toda la red (<2%), lo que supone diferencias en los calados menores a 0.5 mm (Tabla 4.16)

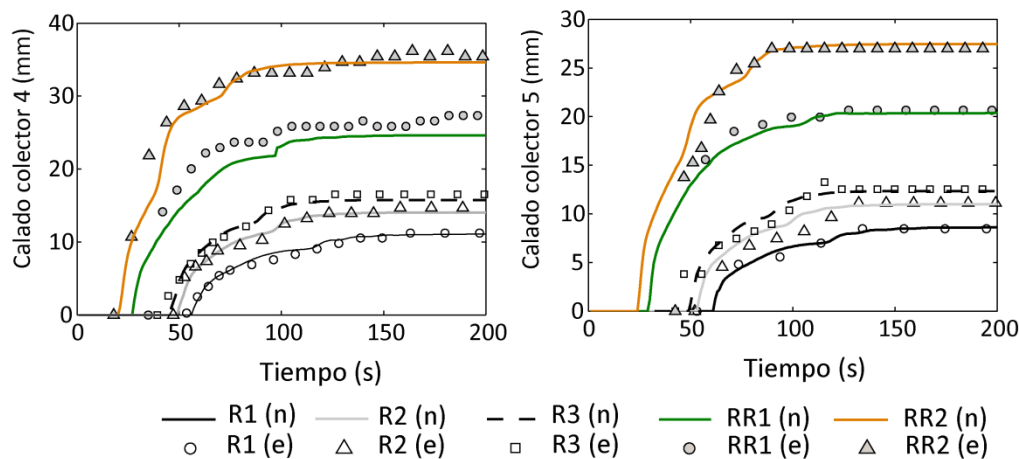


Figura 4.35 Evolución de calados durante la primera fase de los ensayos en el colector 4 (izquierda) y 5 (derecha).

Tabla 4.16 Diferencias medias absolutas y relativa en los calados de los colectores 3 y 4.

		R1	R2	R3	RR1	RR2
Diferencia media relativa (%)	Colector 4	1.8	4.3	4.7	2.9	3.8
	Colector 5	1.9	1.2	1.4	1.4	1.8
Diferencia media absoluta (mm)	Colector 4	0.2	0.6	0.8	0.8	1.3
	Colector 5	0.2	0.1	0.2	0.3	0.5

Durante la segunda fase de los ensayos el modelo de nuevo anticipa la entrada en carga de los colectores durante el ensayo R1. La entrada en carga en los colectores 4 y 5 es más gradual que la de los colectores 1 y 2 debido al mayor diámetro de los conductos 4 y 5 (Figura 4.36).

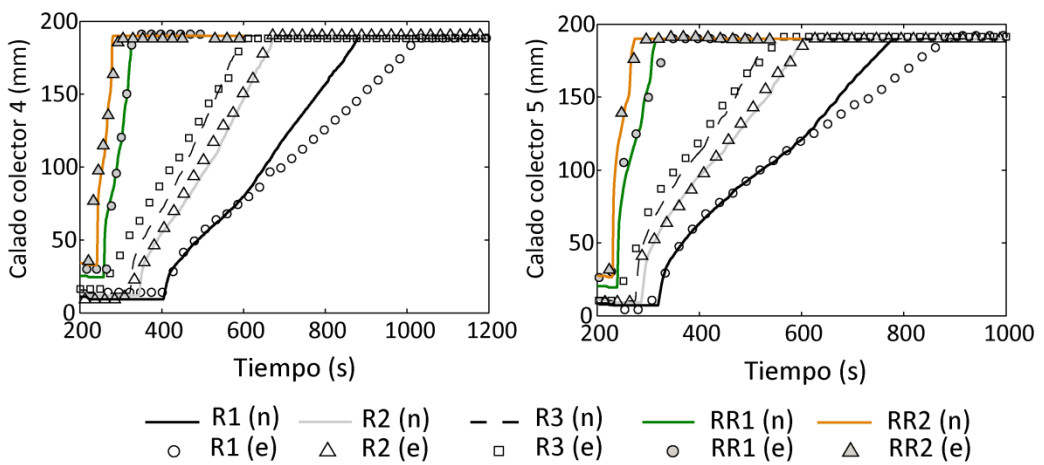


Figura 4.36. Evolución de los calados en los colectores 4 (izquierda) y 5 (derecha) en la segunda fase de los ensayos.

Como conclusión se observa que la evolución de los calados en la red de colectores se reproduce aceptablemente en todos los ensayos. Los ajustes entre los resultados numéricos y experimentales mejoran hacia el final de la red de colectores, donde las diferencias una vez alcanzado el estado estacionario entre los calados medidos y calculados son inferiores al 2%. La segunda parte de los ensayos, correspondiente a la evolución desde el flujo en lámina libre hasta la entrada en carga, también presenta un mejor ajuste en las colectores del final de la línea donde se observa un correcto ajuste de los resultados del modelo en todos los ensayos salvo el R1 donde el instante de entrada en carga calculado con el modelo es notablemente inferior al medido.

4.4 Resumen y conclusiones

En el presente capítulo se describe la validación del modelo numérico. La validación se realiza en un modelo físico a escala real de un segmento de calle con un sistema de drenaje. El modelo físico cuenta con un simulador de lluvia artificial. La topografía de la cuenca se determina con un sensor de distancia unido a un posicionador. Los calados en la superficie se miden con un sensor de distancia de ultrasonidos, mientras que los caudales y calados en la red de drenaje se determinan mediante UDV. Se realizan un total de 5 ensayos divididos en dos partes. En la primera parte de los ensayos la red de

drenaje está en lámina libre, mientras que en la segunda parte se cierra la salida de la red, provocando la entrada en carga.

Los resultados muestran que el modelo reproduce correctamente tanto el flujo en la superficie como en la red de colectores, mostrando un mejor ajuste en las medidas cercanas a la salida de la cuenca. La entrada en carga de la red también se reproduce acertadamente los ensayos realizados. Destaca la capacidad del modelo de simular los distintos tipos de flujo observados los colectores de la red durante los ensayos, como el flujo inverso que se produce en el colector 3 durante los ensayos de lluvia con esorrentía. Las diferencias observadas tanto en la distribución de los caudales en la entrada de la red, como las alturas de lámina en la superficie al entrar en carga la red de drenaje probablemente estén debidas a pequeños errores en la topografía. Esto pone de manifiesto la importancia de de una correcta determinación y discretización de la topografía en los estudios de drenaje urbano, dado el orden de magnitud de los calados que se producen en la superficie.

Capítulo 5. Análisis de sensibilidad e incertidumbre del modelo dual en una cuenca urbana

5.1 Introducción

En el presente capítulo se describe la aplicación del modelo de drenaje dual en una pequeña cuenca urbana en la localidad de Fene (Ferrol). Dicha aplicación consiste en un análisis de sensibilidad, seguido de la calibración del modelo y un análisis de incertidumbre de las predicciones del modelo calibrado.

El análisis de sensibilidad global cuantifica la influencia de cada parámetro de entrada en los resultados del modelo empleando los índices de Sobol basados en la varianza. El análisis de incertidumbre determina intervalos de confianza de las predicciones del modelo. Tanto la calibración del modelo numérico como la determinación de los intervalos de confianza de los resultados se realiza mediante la metodología GLUE (Beven y Binley, 1992).

Los datos experimentales de precipitación y caudal en la salida de la cuenca empleados en este apartado corresponden a los presentados por Suárez et al. (2013).

5.2 Descripción de la cuenca

El modelo de drenaje dual se aplica en una pequeña cuenca urbana de la localidad de Fene, situada junto a la ciudad de Ferrol, en el noroeste de España. La cuenca tiene una superficie de 4.9 ha, con un 72% de superficie impermeable. Aproximadamente dos tercios de la superficie impermeable corresponde a un segmento de la carretera nacional N-651 (de doble carril por sentido de circulación) así como dos ramales de salida y entrada conectados mediante un paso inferior (Figura 5.1). El resto de la superficie impermeable corresponde a calles de bajo tráfico y un pequeño

aparcamiento. Tanto la carretera nacional como las calles y el aparcamiento tienen un pavimento asfáltico.



Figura 5.1 Esquema de situación y extensión de la cuenca estudiada.

Las superficies permeables de la cuenca corresponden a la mediana de la carretera y a las áreas ajardinadas en los terraplenes y rotondas de los ramales de acceso a la carretera (Figura 5.2). En estas áreas el terreno está formado por una mezcla de margas y arcillas y la vegetación está compuesta por árboles y arbustos con una distribución dispersa (Figura 5.3).

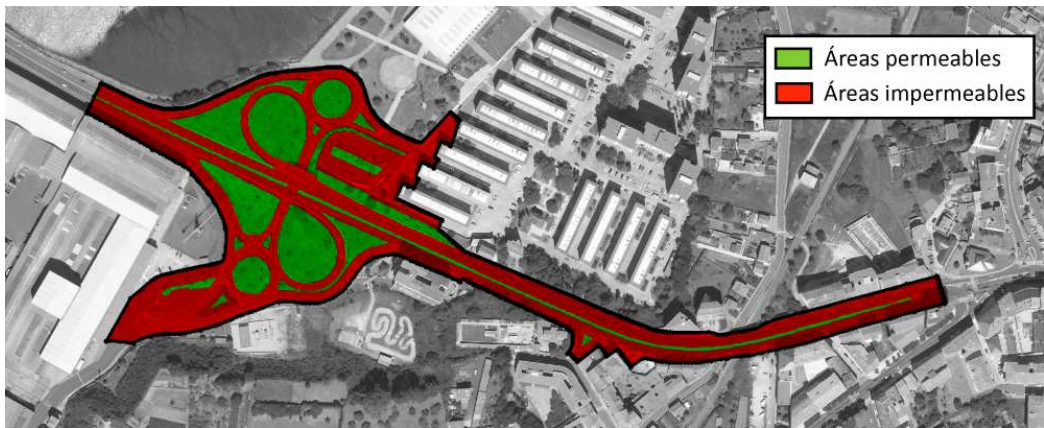


Figura 5.2 Superficies permeables e impermeables de la cuenca



Figura 5.3 Fotografías de la superficie de la cuenca.

El drenaje en la superficie de la cuenca está formado esencialmente por las superficies que conducen el agua de lluvia hacia los sumideros. No se detectaron aportaciones de tejados o cubiertas de edificaciones, por lo que dentro de la cuenca sólo se considera la transformación de lluvia-escorrentía en la propia superficie. Las elevaciones del terreno se obtuvieron a partir de datos LIDAR proporcionados por la Consellería de Medio Ambiente, Territorio e Infraestructuras de la Xunta de Galicia. La resolución de los datos LIDAR es 0.25 m. Las pendientes de las zonas impermeables son relativamente bajas, con un valor máximo del 5% en los ramales de acceso a la carretera N-651. Las superficies permeables presentan pendientes mayores, alcanzando el 10% en los terraplenes de los enlaces (Figura 5.4).

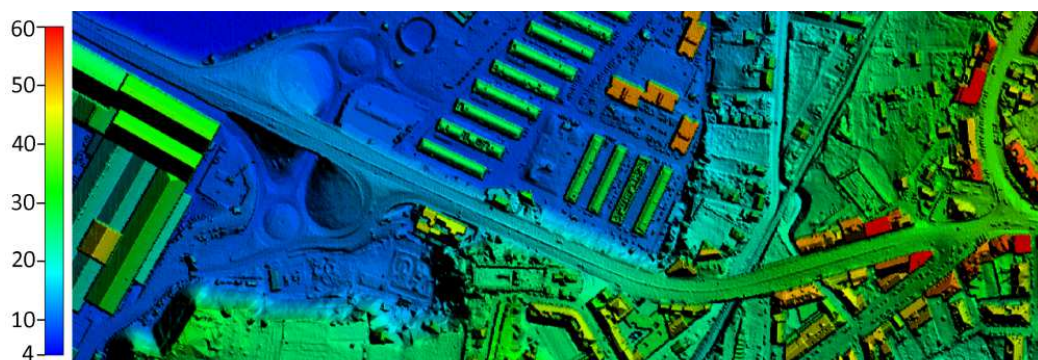


Figura 5.4 Topografía de la zona obtenida a partir de datos LIDAR. Elevaciones en metros con respecto al nivel medio del mar.

La red de drenaje de la cuenca recoge el agua de lluvia captada en superficie y la conduce hasta la ría de Ferrol. El vertido en la ría se realiza a una altura suficiente para que las condiciones en la red sean independientes del nivel de marea. La captación del agua de la superficie se realiza mediante 70 imbornales situados junto a los bordillos de las aceras. Los imbornales cuentan con un sumidero con una reja rectangular de 0.55 metros de longitud y 0.45 metros de anchura. La altura de los sumideros se midió directamente. La posición de imbornales se muestra en la Figura 5.6, especificando sus coordenadas y características geométricas en la Tabla 2A.1 del segundo apéndice.

La red de colectores está formada por 70 colectores circulares de hormigón con diámetros comprendidos entre 315 y 600 mm. La longitud total de la red de tuberías es de 2.7 Km con pendientes entre 0.06 y 12%. La mayor parte de los colectores de la red tienen longitudes comprendidas entre 20 y 50 metros y pendientes inferiores al 2% (Figura 5.5). Las características de cada colector de la red se especifican en la Tabla 2A.2 del segundo apéndice.

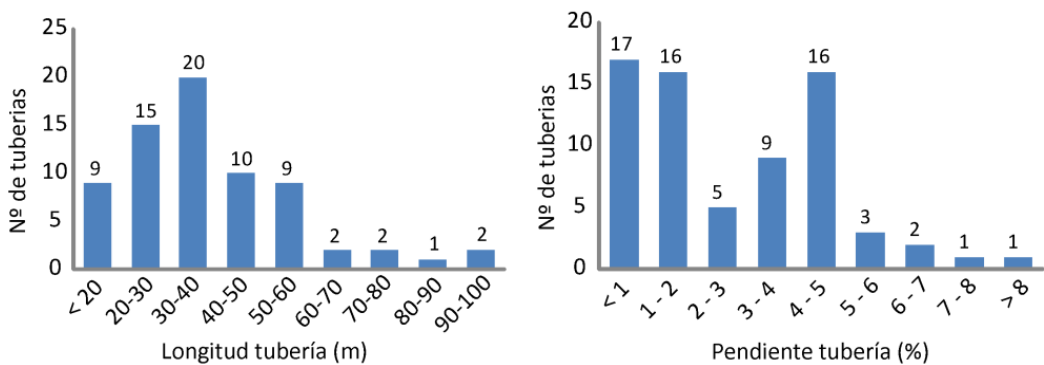


Figura 5.5 Distribución de longitudes (izquierda) y pendientes (derecha) en los colectores de la red.



Figura 5.6 Localización de los sumideros en la cuenca y esquema de la red de drenaje.

5.2.1 Instrumentación

Como se refirió anteriormente, los datos experimentales empleados en este apartado corresponden a las medidas de precipitación y caudal en la salida de la cuenca de Suárez et al. (2013).

El caudal en la salida de la red de drenaje se midió con un caudalímetro modelo Sigma 950 (manufacturado por Hach Company) con una precisión del 0.8%. Los caudales se midieron cada 5 minutos. El caudalímetro se situó en el colector de salida de la red, de diámetro 600 mm (colector 48 en la Tabla 2A.2). Este tipo de caudalímetros calculan el caudal que circula por una sección en un instante determinado como el producto de la velocidad media por el área de la sección mojada. El área mojada se determina a partir de la medida del calado obtenida con un burbujeador continuo de aire, mientras que la velocidad se determina con una sonda doppler sumergida.

La intensidad de lluvia se midió con un pluviómetro de cazoletas basculantes ARG100 (manufacturado por Campbell Scientific). Los pluviómetros de cazoletas (o *tipping bucket* en inglés) determinan la intensidad de lluvia a partir del volumen recogido por una pequeña cazoleta en un intervalo de tiempo. La medida de la intensidad de lluvia,

por tanto, es un promedio de las intensidades durante el intervalo de medida. La frecuencia de medida del pluviómetro fue 5 minutos. La ubicación del pluviómetro se indica en la Figura 5.6. Dada la extensión de la cuenca estudiada se considera que la intensidad es uniforme en toda la superficie

La medida de las intensidades de lluvia y caudales en la red se realizó durante un periodo de un año, desde el 01/06/2010 al 01/06/2011. Entre los datos registrados en dicho periodo, se seleccionaron 7 eventos de lluvia (Tabla 5.1). Dichos eventos se seleccionaron para cubrir el rango de intensidades, duración y variabilidad de la precipitación observados en la cuenca durante el periodo de medición. 4 de estos eventos (E1-E4) se emplearon para analizar la sensibilidad del modelo y calibrarlo. Las incertidumbre de los resultados del modelo calibrado se analizaron en los 3 eventos restantes (E5-E7).

Tabla 5.1 Características de los sucesos de lluvia empleados para calibrar y validar el modelo.

Evento	Intensidad máxima promedio 5 minutos (mm/h)	Duración (min)	Altura de lluvia (mm)	Variabilidad temporal (σ/μ)
E1	38.4	10	4.6	3.3
E2	19.2	65	8.3	1.2
E3	48.0	140	15.1	1.6
E4	69.6	40	15.8	1.8
E5	26.4	35	5.2	1.5
E6	100.8	95	20.6	2.3
E7	12.0	130	10.8	0.7

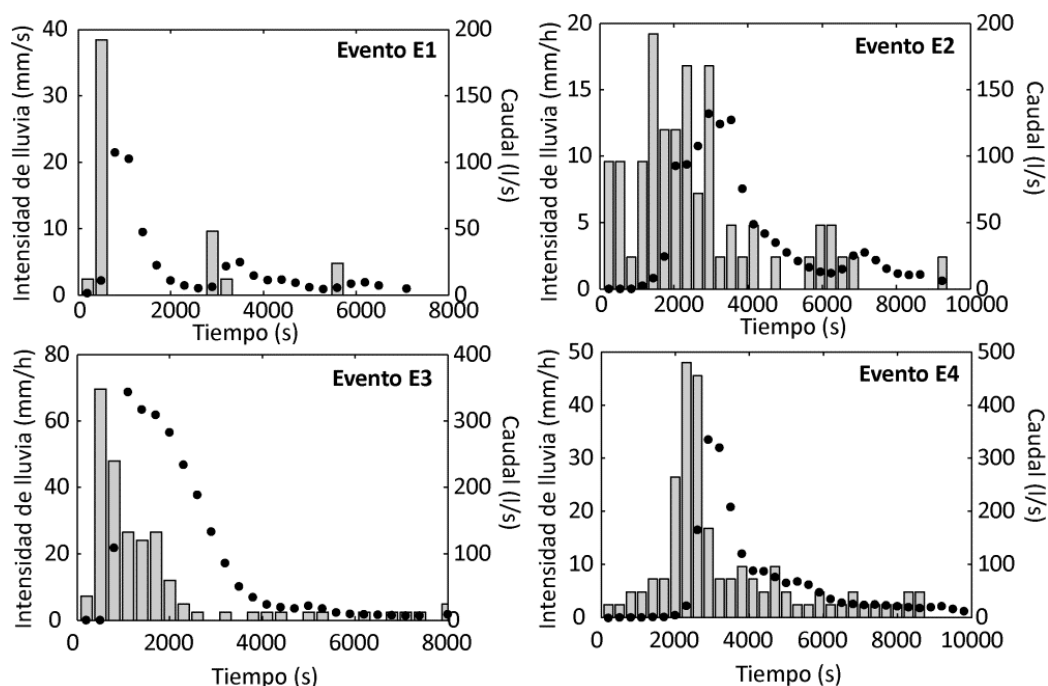


Figura 5.7 Hietogramas e hidrogramas experimentales de los eventos empleados para la calibración del modelo.

La calibración y los análisis de sensibilidad e incertidumbre de un modelo dual realizados únicamente a partir de hidrogramas en la salida de la red es una práctica muy habitual ya que requieren una instalación relativamente sencilla. Sin embargo es conveniente recordar la limitación comentada en el capítulo 2 con respecto a la calibración de modelos a partir medidas de caudal en la salida de la red. La calibración así realizada se basa en el comportamiento del modelo en el cierre de la cuenca, donde los errores originados aguas arriba tienden a cancelarse. Por tanto, un ajuste de los resultados del modelo en la salida no garantiza que las predicciones del modelo sean correctas en el resto de la cuenca. Sería recomendable, en el futuro, realizar estudios similares a los descritos en este apartado en cuencas en las que se disponga también de datos de calados en la superficie y caudales o calados en diferentes puntos de la red para mejorar los análisis de sensibilidad e incertidumbre del modelo.

5.2.2 Modelo numérico de la cuenca

La superficie de la cuenca se discretizó con una malla no estructurada, empleando elementos rectangulares en las zonas impermeables y elementos triangulares en las áreas permeables. Mark et al. (2004) recomiendan utilizar elemento de lado inferior a 5 metros en modelos hidrológicos de cuencas urbanas para reproducir correctamente la geometría de la superficie. En el modelo presentado el tamaño medio de lado de los elementos es 3 metros, lo que supone un total de 6072 elementos de cálculo. La infiltración en las zonas permeables de la superficie se evaluó con un modelo que considera una pérdida inicial de la precipitación y una infiltración constante. Los coeficientes de Manning de las superficies permeables (n_p) e impermeables (n_i) se consideraron constantes para facilitar su futura calibración.

La red de colectores se discretizó en elementos de 3 metros de largo. Las tolerancias seco-mojado son 10^{-6} m en la superficie de la calle, y 10^{-4} m en la red de colectores. Se impuso un valor de CFL de 0.8 en la superficie de la calle y de 0.85 en la red de colectores. Se consideró una celeridad de las ondas de presión en todos los colectores de 100 m/s, superior al correspondiente por sus características mecánica, para considerar la rigidez añadida del terreno en el que están enterrados. Sin embargo, dado que el flujo en los colectores es principalmente en lámina libre, la influencia de la celeridad de la onda de presión en los resultados es mínima.

En el modelo empleado se calibraron los siguientes parámetros: los coeficientes de Manning de las superficies permeables (n_p) e impermeables (n_i), el coeficiente de Manning de los colectores de la red (n_c), el coeficiente de descarga en vertedero de los sumideros (c_D), la pérdida inicial de la precipitación (w_0) y la tasa de infiltración (k). Los rangos de calibración de cada parámetro se indican en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 Rangos de variación de los parámetros calibrados.

Modelo de flujo en superficie	Símbolo	Uds	Rango
Coef. Manning sup. impermeables	n_i	$s.m^{-1/3}$	0.02 - 0.10
Coef. Manning sup. permeables	n_p	$s.m^{-1/3}$	0.02 – 0.50
Tasa de infiltración	k	mm/h	0.1 – 10.0
Pérdida inicial de precipitación	w_o	mm	0 – 10
Modelo de flujo en colectores			
Coef. descarga en sumideros	C_d	-	0.5 – 3.0
Coef. Manning de los colectores	n_c	$s.m^{-1/3}$	0.008 - 0.025

Los límites inferiores de los coeficientes de Manning de las superficies (n_i y n_p) se tomaron de manuales de referencia hidráulicos (Te Chow, 1959; Engman, 1986). El límite superior se extendió con respecto a los rangos recomendados para tener en cuenta el incremento de la fricción con el descenso de los calados y los impactos de gotas de lluvia observado por Gao et al. (2005), Kivva y Zheleznyak (2005) y Fraga et al. (2013), este último incluido en la presente tesis. La tasa de infiltración (k) se estimó mediante el manual de referencia del modelo HEC-HMS (Feldman, 2000) a partir del tipo de suelo. La pérdida inicial de precipitación se definió siguiendo las recomendaciones del Soil Conservation Service (Cronshey, 1986) asumiendo un uso de la zona residencial. El rango de los coeficientes de Manning para los colectores se amplió un 40% con respecto a los recomendados en el manual de referencia del SWMM (Rossman, 2010) para colectores de hormigón. El rango de los coeficientes de descarga de los sumideros se amplía con respecto a los valores recomendados en el manual de referencia del SWMM (Rossman, 2010) para tener en cuenta las entradas adicionales de las bocas de tormenta localizadas bajo los bordillos.

5.3 Análisis de sensibilidad

5.3.1 Descripción del análisis de sensibilidad

El análisis de sensibilidad es una herramienta fundamental para comprender cómo afectan las variaciones de las variables de entrada de un modelo matemático en de sus resultados. La sensibilidad del modelo numérico a los parámetros referidos en la Tabla 5.2 se analizó mediante tres variables definidas a partir de los resultados calculados por el modelo a la salida de la red: el índice Nash-Sutcliffe Efficiency (NSE) (Nash y Sutcliffe, 1970) del hidrograma de salida, el caudal punta a la salida de la red (Q_p) y el volumen total desaguado (V_T). El caudal punta y el volumen desaguado son dos variables relevantes de cara a analizar la entrada en carga de la red y la inundación en la superficie, mientras que el índice NSE es una forma muy habitual de evaluar el ajuste de una simulación a los resultados experimentales. El índice NSE del hidrograma de salida se calcula a partir de los caudales medidos y calculados, empleando la siguiente ecuación:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - Q_i^*)^2}{\sum_{i=1}^n (Q_i^* - Q_m^*)^2} \quad (5.1)$$

donde n es el número de resultados experimentales, Q_i^* y Q_i son los caudales i -ésimo medidos y calculados respectivamente y Q_m^* es el caudal medio medido. Un valor de NSE de 1 indica un ajuste perfecto de los resultados calculados a los medidos. El uso del índice NSE para evaluar el grado de ajuste de una simulación está ampliamente aceptado y son numerosos los casos de su utilización en hidrología urbana (Soulsby, 2014; Guan et al., 2014; Vaze y Chiew., 2003).

La sensibilidad de las variables analizadas (índice NSE, caudal punta y volumen desaguado) a los parámetros de entrada se determinó empleando los índices de Sobol

basados en la varianza, descritos en Saltelli et al. (2008). Estos índices indican la importancia de diferentes grupos de parámetros en la varianza de los resultados del modelo (Kucherenko et al., 2011) y son especialmente indicados para modelos no lineales como el modelo de drenaje dual presentado en esta tesis. Los índices de Sobol empleados corresponden a los índices de primer y segundo orden. Los índices de sensibilidad de primer orden indican la fracción de la varianza en los resultados del modelo que puede ser explicada por un único parámetro sin considerar su interacción con otros parámetros. Los índices de orden superior a uno determinan la varianza de las salidas del modelo debido a la interacción entre grupos de parámetros y combinados con los índices de primer orden pueden utilizarse para caracterizar la sensibilidad total del modelo a un parámetro. Cuando la sensibilidad total de un parámetro es cercana a cero, el parámetro puede fijarse a cualquier valor dentro del rango analizado sin que afecte de manera significativa a la varianza de los resultados.

En el análisis de sensibilidad presentado se realizaron simulaciones de los eventos de lluvia E1-E4 (Tabla 5.1) empleando en cada simulación una combinación de valores de los parámetros descritos en la Tabla 5.2. Los resultados de las simulaciones se analizaron con la herramienta de Matlab para análisis de sensibilidad globales desarrollada por el Joint Research Center of the European Commission (Ratto, 2009). Esta herramienta emplea la aproximación no-paramétrica descrita en Ratto et al. (2007) para determinar los índices de sensibilidad de primer orden de los 6 parámetros referidos en la Tabla 5.2 y los índices de sensibilidad de segundo orden de cada combinación de dos parámetros.

Se realizaron 500 simulaciones de los eventos E1-E4 (Tabla 5.1), lo que supone 500 puntos de muestreo de los parámetros definidos en la Tabla 5.2. El muestreo se realizó utilizando la técnica Latin Hypercube Sampling (LHS) y asumiendo una distribución uniforme de los parámetros. La técnica LHS, propuesta por Iman et al.(1981), se ha

empleado con éxito para el muestreo de parámetros en numerosos estudios hidrológicos (Zhao et al., 2012; Kim et al., 2014 entre otros).

5.3.2 Resultados del análisis de sensibilidad

En la Tabla 5.3 se muestran los índices de sensibilidad de primer orden y la suma de los índices de primer y segundo orden del índice NSE, el caudal punta y el volumen desaguado en cada evento. Estos índices indican la importancia de cada parámetro en el ajuste global de los resultados del modelo a los hidrogramas experimentales.

La suma de las sensibilidades de primer orden del índice NSE en los eventos E1 y E2, en los cuales el volumen total de lluvia y la intensidad máxima son menores, es respectivamente 0.95 y 0.89, lo que indica una interacción entre parámetros menor que la observada en los eventos E3 y E4, donde los índices de sensibilidad de primer orden explican menos del 70% de la varianza de los resultados. En los eventos E2, E3 y E4 la suma de los índices de primer y segundo orden es ligeramente inferior a 1. Esto indica que se producen interacciones de tercer orden o superior entre los parámetros que no se han capturado en el análisis de sensibilidad, aunque el impacto de dichas interacciones en la varianza es muy reducido.

Tabla 5.3 Índices de sensibilidad del NSE a los parámetros referidos en la Tabla 5.2.

	Suma de índices de sensibilidad de 1º y 2º orden de NSE				Índices de sensibilidad de 1º orden de NSE			
	E1	E2	E3	E4	E1	E2	E3	E4
C_d	0.10	0.13	0.07	0.08	0.09	0.11	0.03	0.03
n_i	0.74	0.59	0.35	0.46	0.73	0.58	0.28	0.35
n_p	0.02	0.03	0.13	0.11	0.01	0.02	0.08	0.06
n_c	0.07	0.04	0.04	0.03	0.06	0.04	0.03	0.02
k	0.00	0.10	0.09	0.00	0.00	0.07	0.06	0.00
w_o	0.06	0.08	0.31	0.27	0.05	0.04	0.19	0.15
Suma	1.00	0.97	0.98	0.96	0.95	0.89	0.67	0.62

Los elevados índices de sensibilidad observados en los eventos E1 y E2 al coeficiente de Manning de las superficies impermeables (n_i) (0.74 y 0.59) se deben a que las superficies impermeables en estos eventos aportan prácticamente el total de la escorrentía total debido a las pérdidas por infiltración en las superficies permeables. Como se observa en la Figura 5.8, el calado máximo en los eventos E1 y E2 es cercano a cero en las superficies permeables.

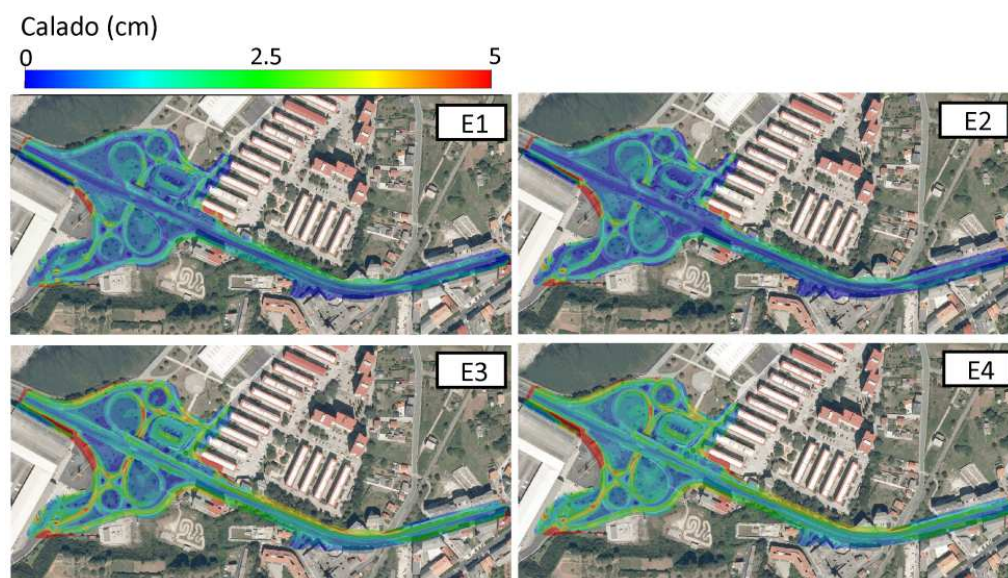


Figura 5.8 Calados máximos calculados (en centímetros) en los eventos de lluvia E1 -E4.

En los otros dos eventos (E3 y E4) la intensidad de lluvia y la altura de precipitación son significativamente mayores (Tabla 5.1). En estos casos la aportación a la escorrentía total de las áreas permeables se incrementa porcentualmente y el ajuste de los resultados del modelo a los valores experimentales es mucho más sensible a las pérdidas iniciales de infiltración en las áreas permeables (w_o), ya que determina el volumen de lluvia que se transforma en escorrentía. Sin embargo, la sensibilidad a la infiltración (k) sigue siendo reducida. A pesar de que el impacto del coeficiente de Manning de las áreas permeables (n_p) se incrementa con respecto a los eventos E1 y E2, la sensibilidad permanece menor que la de las superficies impermeables (n_i). Esto se debe a dos motivos: por una parte el aporte a la escorrentía total de las superficies permeables sigue siendo menor que el de las superficies impermeables. Por otra parte la elevada pendiente de las superficies permeables (especialmente los terraplenes de los ramales de acceso a la carretera) deriva rápidamente la escorrentía hacia las superficies impermeables, reduciendo el impacto de la propagación a través de las superficies permeables en los resultados del modelo.

El efecto total en el NSE de los parámetros relacionados con el modelo de flujo en colectores (c_D y n_C) es muy bajo en todos los eventos. Esto indica que el valor de estos parámetros podría fijarse a cualquier valor dentro del rango estudiado sin que afecte de manera significativa en el ajuste a los hidrogramas experimentales. El bajo impacto del coeficiente de Manning de los conductos de la red de drenaje (n_C) se debe a la reducida longitud de la red de colectores. El tiempo máximo de recorrido en la red es de sólo 10 minutos, lo que supone una laminación muy reducida de los volúmenes derivados a la red. Con respecto al coeficiente de descarga de los imbornales (c_D), la baja sensibilidad del modelo probablemente se debe al hecho de que el área de drenaje de la mayor parte de los imbornales no es muy elevada. Debido a ello la capacidad del sumidero, aún para valores de c_D bajos es muy superior a los volúmenes de escorrentía derivados a los imbornales.

Tabla 5.4. Índices de sensibilidad de Q_p y V_T a los parámetros referidos en la Tabla 5.2

	Suma de índices de sensibilidad de 1º y 2º orden de Q_p				Suma de índices de sensibilidad de 1º y 2º orden de V_T			
	E1	E2	E3	E4	E1	E2	E3	E4
c_d	0.12	0.01	0.03	0.04	0.05	0.01	0.02	0.02
n_i	0.64	0.05	0.37	0.32	0.04	0.00	0.00	0.00
n_p	0.04	0.05	0.14	0.13	0.02	0.00	0.00	0.00
n_c	0.02	0.00	0.04	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
k	0.01	0.23	0.05	0.05	0.35	0.56	0.70	0.42
w_o	0.17	0.66	0.36	0.43	0.53	0.42	0.28	0.54

La influencia de los parámetros del modelo de flujo en superficie en el caudal punta del hidrograma en la salida de la red (Q_p) depende de la intensidad máxima y la variabilidad temporal del aguacero (Tabla 5.4). En el evento E2 la intensidad es bastante uniforme durante la mayor parte del evento, lo que resulta en un hidrograma relativamente constante entre las ramas de ascenso y descenso del hidrograma (Figura

5.7). El tiempo en el que se alcanza y el caudal del estado quasi-estacionario están determinados por el coeficiente de rugosidad de las superficies impermeables, lo que explica la elevada sensibilidad del índice NSE a n_i . Sin embargo las puntas de caudal durante ese estado quasi-estacionario está relacionado con la cantidad de lluvia que se transforma en escorrentía, lo que justifica la elevada sensibilidad del caudal punta a los parámetros relacionados con la infiltración (k y w_o).

En los otros 3 eventos la variabilidad temporal de la intensidad de lluvia incrementa la sensibilidad a n_i , que determina la velocidad con la que se propaga al escorrentía. En el evento E1 (en el cual la variabilidad temporal es máxima) la intensidad alcanza un valor máximo al comienzo del hidrograma y luego disminuye hasta cero. Esto resulta en una onda que se propaga por las superficies impermeables, siendo el coeficiente de Manning n_i el principal factor al determinar el caudal punta en el hidrograma de salida. Mientras tanto, en los eventos E3 y E4 la variación de la intensidad de lluvia es más suave que en el evento E1, y la cantidad de escorrentía (w_o) y su propagación (n_i) tienen un impacto similar en el caudal punta. A pesar de este incremento en las sensibilidades de la pérdidas iniciales de lluvia, su impacto en E3 y E4 permanece menor que en el evento E2. Con respecto a los volúmenes de escorrentía en la salida de la red, como era esperado, su magnitud está claramente dominado por los parámetros relacionados con la infiltración en todos los eventos de lluvia.

Es importante destacar que los parámetros relacionados con el modelo de flujo en superficie (grupo G1) explican más del 80% de la varianza del índice NSE, el caudal punta y el volumen desaguado en todos los eventos y más del 90% en la mayor parte de ellos (Tabla 5.5,

Tabla 5.6 y Tabla 5.7). Por otra parte, el efecto de los parámetros relacionados con el modelo de flujo en la red de colectores (grupo G2) explica menos del 20% de la varianza del índice NSE y menos del 15 de la varianza del caudal punta. Dentro de los parámetros relativos al modelo de flujo en superficie, los correspondientes a las

superficies permeables (Grupo G3) son los de mayor impacto en el volumen total desaguado y explican la mayor parte de la varianza del caudal punta en todos los eventos analizados excepto el de menor altura de lluvia (E1). Los parámetros relacionados con las superficies impermeables (Grupo G4) explican la mayor parte de la varianza de del índice NSE y del caudal punta en el evento E1, mientras que su impacto disminuye en los eventos con mayor altura de lluvia.

Tabla 5.5. Índices de sensibilidad de NSE para diferentes grupos de parámetros

		Suma de índices de sensibilidad de 1º y 2º orden de NSE			
Grupo	Parámetros	E1	E2	E3	E4
G1	$n_i + n_p + w_o + k$	0.83	0.81	0.88	0.85
G2	$C_d + n_c$	0.16	0.16	0.10	0.11
G3	$n_p + w_o + k$	0.09	0.21	0.53	0.39
G4	n_i	0.74	0.59	0.35	0.46

Tabla 5.6 Índices de sensibilidad de Q_p para diferentes grupos de parámetros

		Suma de índices de sensibilidad de 1º y 2º orden de Q_p			
Grupo	Parámetros	E1	E2	E3	E4
G1	$n_i + n_p + w_o + k$	0.86	0.99	0.93	0.93
G2	$C_d + n_c$	0.14	0.01	0.07	0.07
G3	$n_p + w_o + k$	0.22	0.94	0.56	0.61
G4	n_i	0.64	0.05	0.37	0.32

Tabla 5.7 Índices de sensibilidad de V_T para diferentes grupos de parámetros

		Suma de índices de sensibilidad de 1º y 2º orden de V_T			
Grupo	Parámetros	E1	E2	E3	E4
G1	$n_i + n_p + w_o + k$	0.95	0.99	0.95	0.99
G2	$C_d + n_c$	0.05	0.01	0.05	0.01
G3	$n_p + w_o + k$	0.90	0.98	0.90	0.98
G4	n_i	0.04	0.00	0.04	0.00

5.4 Calibración del modelo numérico

Todo proceso de modelizado numérico tiene una incertidumbre asociada que no puede ser eliminada pero que debe ser al menos estimada, y si es posible reducida. Como señalaron diferentes autores (Deletic et al., 2012; Freni et al., 2009 entre otros) las principales fuentes de incertidumbre en los modelos hidrológicos son: calibración de los parámetros de entrada, errores de medida en los datos de entrada y estructura del modelo. Entre estas fuentes de incertidumbre, la debida a la calibración de los parámetros es la que más atención ha recibido en los últimos años. Esto ha resultado en el desarrollo de diferentes técnicas para tener en cuenta la incertidumbre en las salidas del modelo derivadas de la calibración. Dentro de estas metodologías, las más aceptadas en el ámbito de la hidrología urbana son la Generalized Likelihood Uncertainty Estimation (GLUE) propuesta por Beven y Binley (1992) y los métodos bayesianos.

Aunque se ha calibrado y estimado las incertidumbres en modelos de drenaje urbano de manera satisfactoria tanto con la metodología GLUE (Thorndahl et al., 2008; Viola et al., 2009; Manina y Viviani, 2010) como con los métodos bayesianos (Dotto et al., 2011; Muleta et al., 2012; Fontanazza et al., 2012) hay un debate continuo sobre las

limitaciones y ventajas de cada metodología, y son varios los estudios comparativos entre los dos métodos (Dotto et al., 2012; Li et al., 2010; Hutton et al., 2014).

En el modelo descrito en el presente capítulo se emplea la metodología GLUE para calibrar el modelo y determinar los intervalos de incertidumbre en los resultados del modelo debido a dicha calibración. El objetivo no es en ningún momento argumentar a favor o en contra de ninguna de las dos metodologías referidas para la calibración y análisis de incertidumbre. En lugar de ello se aplica la metodología GLUE para calibrar el modelo y determinar sus incertidumbres teniendo en cuenta las limitaciones de esta metodología.

5.4.1 Descripción de la metodología GLUE

La metodología GLUE (Beven y Binley, 1992) considera que un modelo puede obtener predicciones aceptables de los resultados experimentales con diferentes configuraciones de los parámetros de entrada. Este concepto es el que Beven y Freer (2001) definen como "equifinalidad" y supone que el resultado de la calibración de los parámetros de un modelo no es un valor concreto, sino una función de distribución de probabilidad.

La calibración de un modelo mediante la metodología GLUE se basa en realizar un número elevado de simulaciones con diferentes configuraciones de parámetros. El resultado de cada simulación se compara con los resultados experimentales y se define un grado de ajuste. Las simulaciones en las que el grado de ajuste a los datos experimentales es inferior a un umbral se consideran no aptas y se descartan. Por el contrario, las simulaciones con un ajuste superior al umbral se consideran aptas y se les asigna una probabilidad en función del ajuste obtenido a los datos experimentales (la determinación del grado de ajuste, el umbral de aceptación y la función de probabilidad de las simulaciones aceptadas se describe en la siguiente sección). Las

funciones de distribución acumulada de cada parámetro se definen entonces ponderando la probabilidad obtenida en cada simulación con respecto al total.

El número de simulaciones necesarias para la calibración del modelo mediante la metodología GLUE se determinó de la siguiente forma. Se calibraron los 6 parámetros estudiados muestreando con la técnica LHS los rangos de cada parámetro (Tabla 5.2) en 100, 250, 500 y 1000 puntos. Cada calibración obtenida con un número de puntos resultó en una función de distribución estimada para cada parámetro. Las funciones de un mismo parámetro se compararon mediante el test de Kolmogorov-Smirnov. Este test mide la máxima distancia que se produce entre dos funciones de distribución, y cuanto menor es la distancia entre las funciones menor es la influencia del número de puntos de muestreo considerado. La máxima diferencia que se produce entre las funciones de distribución de las calibraciones con 100 y 250 puntos es 1%, mientras que las diferencias entre las calibraciones con 250 y 500 puntos son ligeramente inferiores a 0.5% y entre las calibraciones con 500 y 1000 puntos en torno a 0.2%. Con los resultados obtenidos finalmente se optó por emplear 500 puntos de muestreo. Un incremento del número de puntos de muestreo apenas modifica los resultados de la calibración y el uso de 500 puntos permite realizar las simulaciones necesarias en tiempos razonables (las 500 simulaciones de cada evento requirieron aproximadamente 2 días de cálculo).

5.4.1 Evaluación de los parámetros subjetivos de la metodología GLUE

La aplicación de la metodología GLUE es flexible en la definición de las funciones que determinan el ajuste a los resultados experimentales y la probabilidad de una simulación aceptada, así como del umbral para decidir si las simulaciones son aptas o no (Beven et al., 2008). Estos factores se elijen sin ningún criterio estadístico y por tanto introducen un componente subjetivo en la calibración que debe ser analizado. Algunos autores consideran esto una debilidad de la metodología GLUE (Stender et

al., 2008; Mantovan y Todini, 2006) mientras que otros autores lo consideran una fortaleza del método (Beven et al., 2008; Beven y Bealey, 2014). En cualquiera de los casos, este carácter subjetivo tiene un efecto importante en la calibración que debe ser analizado.

En la calibración realizada se empleó el índice NSE del hidrograma en la salida para determinar el grado de ajuste de una simulación a los resultados experimentales. La probabilidad de las funciones aceptadas se determinó mediante la siguiente función de probabilidad basada en el índice NSE:

$$f_i = \left(1 - \frac{\sigma_{i,e}^2}{\sigma_o^2} \right)^N \quad (5.2)$$

donde f_i y $\sigma_{i,e}$ son respectivamente la función de probabilidad y la varianza del error en la simulación i -ésima, σ_o es la varianza de los datos experimentales y N es un exponente que normalmente se refiere como factor de forma, que introduce una modificación en la ponderación de las simulaciones.

Se empleó un valor determinado de NSE como umbral de aceptación para separar las simulaciones aceptadas de las no aceptadas. Para analizar su influencia en el calibrado mediante la metodología GLUE, se emplearon diferentes factores de forma y umbrales de aceptación. Valores elevados del factor de forma y del umbral de aceptación aumentan el peso de las simulaciones con mejor ajuste a los datos experimentales en el proceso de calibración. Sin embargo Beven y Freer (2001) desaconsejan incrementar de manera excesiva estos valores ya que ello supone reducir de manera significativa el número de simulaciones que intervienen en la calibración, lo que contradice la hipótesis de "equifinalidad" que es la base de la metodología GLUE.

Se evaluaron umbrales de aceptación comprendidos entre un 0 (lo que supone aceptar todas las simulaciones) hasta 0.9. No se emplearon umbrales superiores a 0.9 ya que el número de simulaciones aceptadas resultaría demasiado bajo. Se analizó el efecto de

factores de forma comprendidos entre 1 (que resulta en una función de probabilidad igual al índice NSE) y 10. Dicho rango de variación se estimó a partir de los resultados presentados por Freni et al. (2009), donde se observa que factores de forma superiores a 10 apenas modifican los resultados de la calibración.

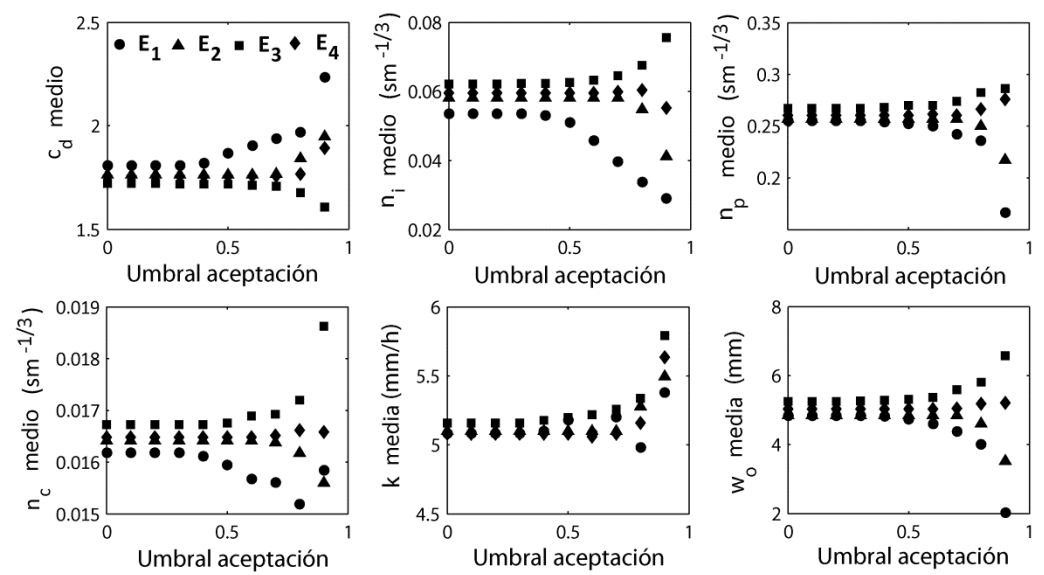


Figura 5.9 Media de la las funciones de probabilidad calibradas de los parámetros en función del umbral de aceptación.

El efecto del umbral de aceptación en las medias de las funciones de distribución acumuladas calibradas se muestra en Figura 5.9. Cuando el umbral de aceptación disminuye por debajo de 0.4 todas las simulaciones son aceptadas (Figura 5.10) y la calibración es independiente del umbral empleado. En ese caso las medias de los parámetros son muy similares en los cuatro eventos de lluvia analizados. A medida que el umbral aumenta, el número de simulaciones aceptadas disminuye y el valor medio de los parámetros tiende a un valor óptimo diferente en cada evento. Las diferencias en los valores medios calibrados cuando el umbral de aceptación se incrementa desde 0.4 a 0.9 varían según el parámetro considerado: desde el 13% en el caso de la tasa de infiltración (k) hasta prácticamente el 40% en el caso del coeficiente de Manning de las superficies impermeables (n_i).

Para evaluar el ajuste de los hidrogramas calibrados a los datos experimentales en función del umbral de aceptación se empleó el hidrograma q_{50} . Este hidrograma se define en cada instante como la mediana de la función de distribución acumulada del caudal a la salida de la red. Como se observa en la Figura 5.10, la variación del índice NSE del q_{50} con el incremento del umbral de aceptación presenta una importante variación en el evento E1, mientras que en los otros tres eventos el incremento del índice NSE no es muy significativo.

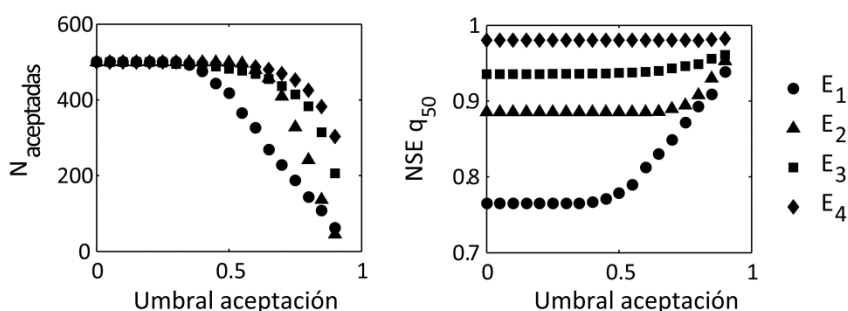


Figura 5.10 Número de simulaciones aceptadas (izquierda) e índice NSE del hidrograma q_{50} (derecha) en función del umbral de aceptación.

La influencia del umbral de aceptación en la incertidumbre de los resultados se puede cuantificar a partir de las amplitudes media y máxima de los intervalos de confianza del 95% de los hidrogramas calibrados. Mientras que la amplitud media de los intervalos (MBA ó *Mean Bound Amplitude* en inglés) representa la incertidumbre media en el hidrograma calculado a lo largo de todo el evento, la amplitud máxima (MaxBA ó *Max Bound Amplitude* en inglés) se produce cuando el caudal es mayor y es, por tanto, un indicador importante para evaluar la incertidumbre en la predicción de las puntas de los hidrogramas.

La amplitud media es relativamente constante (con variaciones inferiores al 10%) para umbrales por debajo del 0.8. Cuando el umbral se incrementa por encima de este valor la amplitud disminuye, con descensos entre el 7% (evento E1) y el 25% (evento E3). La amplitud máxima presenta un comportamiento similar, aunque el punto de inflexión se

produce para umbrales menores (en torno a 0.6) y las reducciones son ligeramente superiores, entre el 8% del evento E1 y el 35% del evento E3 (Figura 5.11).

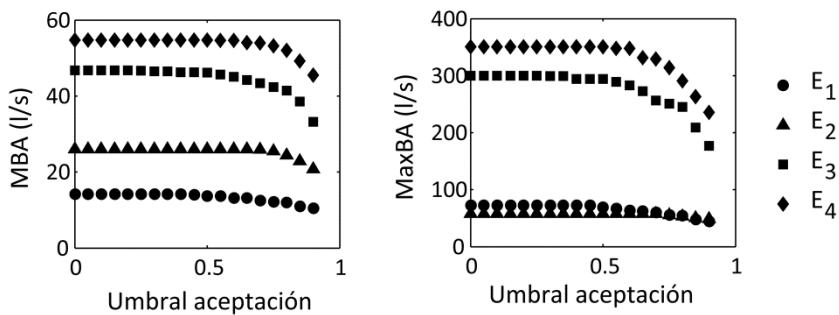


Figura 5.11 Amplitudes media (izquierda) y máxima (derecha) del intervalo de confianza del 95% en función del umbral de aceptación.

El porcentaje de caudales medidos dentro de los intervalos de confianza del 95% de las predicciones del modelo, referidos en la Figura 5.12 como cobertura experimental, no presenta una tendencia clara con el incremento del umbral de aceptación. En el evento E1 el incremento del umbral hasta valores del orden de 0.7 supone un aumento de la cobertura experimental, mientras que en los otros tres eventos no se aprecia dicho incremento. Para umbrales cercanos a 0.9 se observa sin embargo un descenso de la cobertura experimental en todos los eventos salvo en el E4.

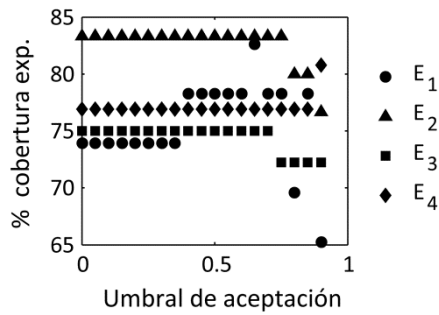


Figura 5.12 Variación del porcentaje de datos experimentales dentro del intervalo de confianza del 95% (cobertura experimental) en función del umbral de aceptación.

El factor de forma tiene un efecto similar al umbral de aceptación en los valores medios de los parámetros calibrados. A medida que el factor de forma aumenta, los valores medios de las funciones de distribución de tienden a un valor específico en

cada evento de lluvia. La amplitud media de los intervalos de incertidumbre disminuye con el incremento del factor de forma, aunque la reducción observada no es muy significativa. Cuando el factor de forma se incrementa de 1 a 10, las máximas diferencias en el MBa son del orden del 15%, menores que las observadas cuando el umbral de aceptación se incrementaba de 0 a 0.9 ($\approx 25\%$). A medida que se incrementa el factor de forma, el índice NSE del hidrograma q_{50} también aumenta, aunque al igual que con el umbral de aceptación, con excepción del evento E1 la variación no es muy elevada (Figura 5.13).

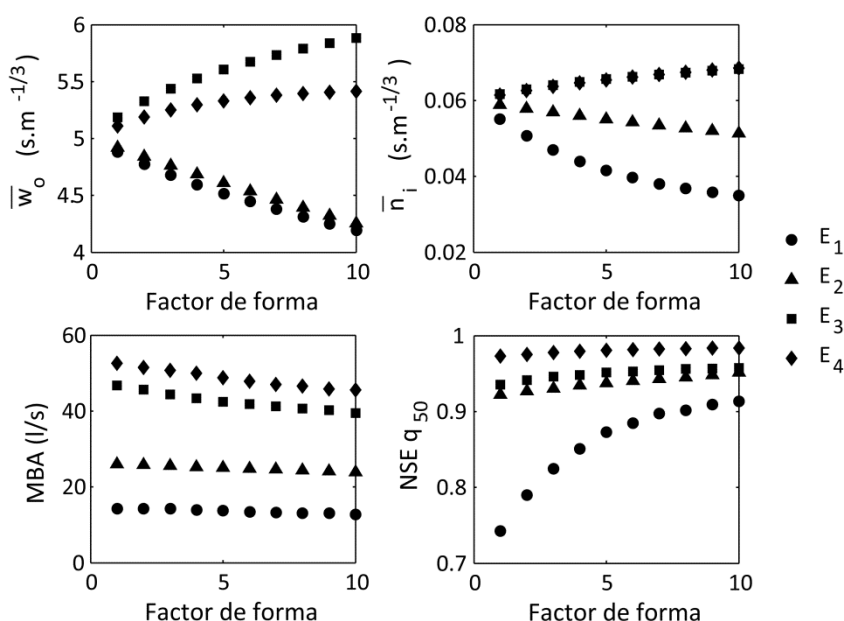


Figura 5.13 Media de los parámetros w_0 (superior izquierda) y n_i (superior derecha), amplitud media del intervalo de confianza del 95% (inferior izquierda) e índice NSE del hidrograma q_{50} (inferior derecha) en función del factor de forma.

Como conclusión, se observa que incrementar el umbral de aceptación y el factor de forma tienen un efecto similar. La amplitud de los intervalos de confianza del 95% disminuye, lo que a su vez puede resultar en un menor porcentaje de datos experimentales dentro de los intervalos de incertidumbre. Además, cuando el umbral se incrementa por encima de 0.6 las diferencias en los valores medios de las distribuciones calibradas de los parámetros difiere de un evento a otro. Esto deriva en

una calibración específica para cada evento y menos aplicable para la predicción de eventos con características diferentes a las empleadas en la fase de calibración. Empleando un umbral de aceptación de 0.6, las diferencias en los valores medios de n_i , que es el parámetro con mayor impacto en el ajuste a los datos experimentales de los hidrogramas calculados, es inferior al 20%. Además para dicho valor del umbral el porcentaje de datos experimentales dentro de los intervalos de incertidumbre es máximos en los 4 eventos. Por estas razones se decidió emplear un umbral de aceptación de 0.6 en la calibración. El factor de forma se fijó en 1 ya que salvo en el caso del evento E1 no se observó una mejora notable del índice NSE del q_{50} , y la reducción observada en los intervalos de incertidumbre no es muy significativa. Por otra parte, el aumento del factor de forma resulta en diferencias en los valores medios de las funciones de distribución de los parámetros, resultando en una calibración menos aplicable a eventos con características diferentes a las empleadas en calibración.

5.4.2 Resultados de la calibración

Los parámetros definidos en la Tabla 5.2 se calibraron empleando los 4 eventos de lluvia detallados en la Tabla 5.1. Los rangos de cada parámetro se muestrearon con 500 puntos mediante la técnica LHS y la función de probabilidad obtenida por cada configuración de parámetros en los cuatro eventos de calibración se promedió a una única función, ponderando igual cada evento.

En la Figura 5.14 se muestran las funciones de distribución de los 6 parámetros promediadas en los 4 eventos de lluvia. Con excepción del coeficiente de Manning de las superficies impermeables (n_i), los parámetros muestran una distribución acumulada muy uniforme. Esto se debe a que la sensibilidad del modelo a estos parámetros, aunque puede incrementarse en algún evento en concreto, en término medio no es muy elevada (Tabla 5.3). En los parámetros con una baja sensibilidad las funciones de

distribución calibradas son uniformes porque el valor del parámetros no produce variaciones significativas en los resultados.

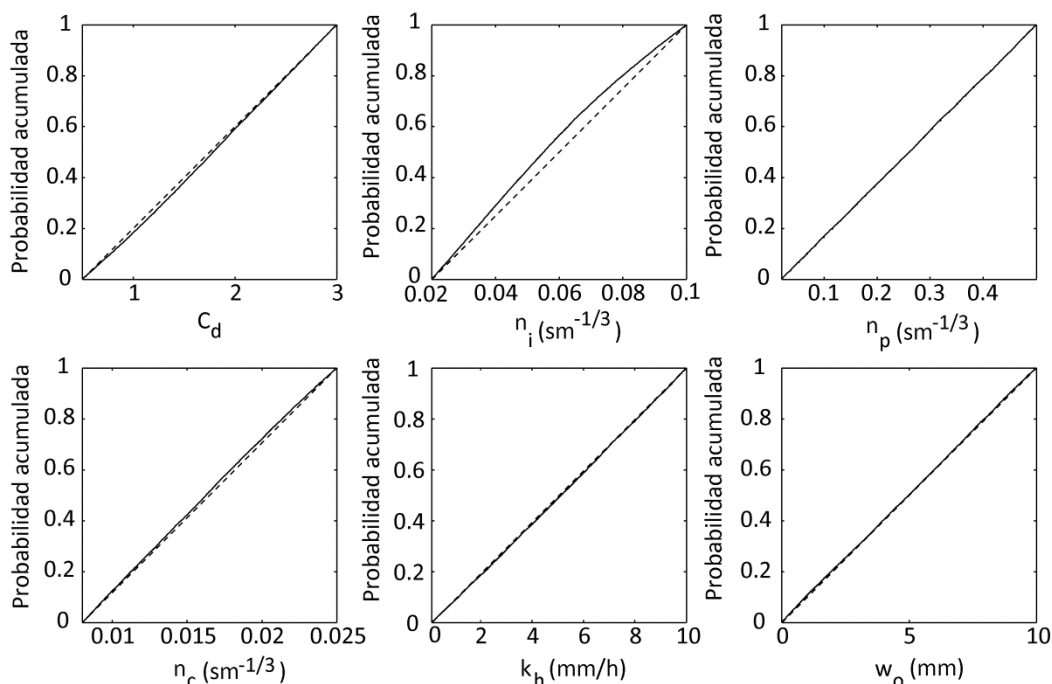


Figura 5.14 Funciones de probabilidad acumulada de los parámetros calibrados. La línea discontinua corresponde a una distribución uniforme.

En la Figura 5.15 se muestran los intervalos de confianza del 95% de los hidrogramas en la salida de la cuenca en los eventos E1-E4, obtenidos con los parámetros calibrados. Los resultados muestran que el modelo calibrado reproduce correctamente los cuatro eventos, con un porcentaje de cobertura de los datos experimentales entre el 75% y el 91% (Tabla 5.8). Además, la mediana de los hidrogramas calculados presenta un índice NSE superior a 0.8 en todos los casos, lo que indica una buena correspondencia con los datos experimentales. Los caudales punta de los eventos E3 y E4 se predicen correctamente, mientras que en los eventos E1 y E2, correspondientes a los eventos de menor intensidad y precipitación, el modelo subestima los caudales máximos.

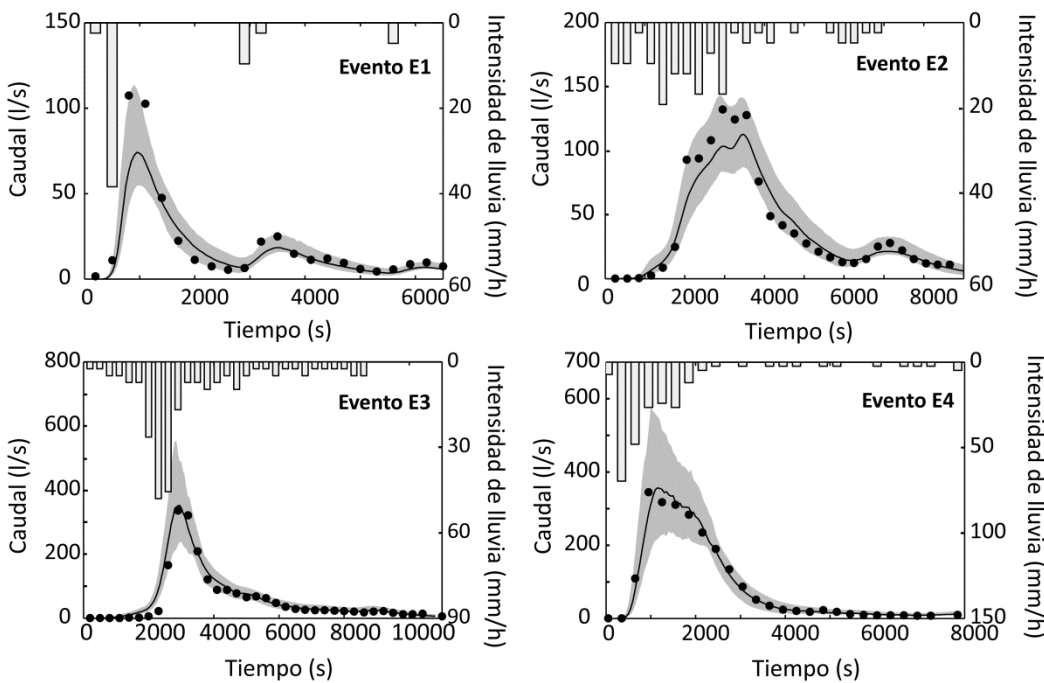


Figura 5.15 Comparación de hidrogramas de calibración a la salida de la red. Los círculos corresponden a valores de caudal medidos, la línea continua la mediana de los hidrogramas de las simulaciones aceptadas y las áreas sombreadas al intervalo de confianza de 95%.

Tabla 5.8 Índices NSE y porcentajes de cobertura en los eventos de calibración.

	E1	E2	E3	E4
NSE hidrograma medio	0.81	0.89	0.94	0.98
% cobertura de datos medidos	91	90	75	85

5.5 Aplicación del modelo dual calibrado

El modelo calibrado se aplicó para simular tres eventos de lluvia adicionales (eventos E5-E7 en la Tabla 5.1). El evento E5 es un evento similar a E1 pero con una intensidad máxima ligeramente superior y una variabilidad temporal inferior. Los otros dos eventos se seleccionaron deliberadamente con características fuera de los rangos definidos por los eventos empleados en calibración. En el evento E6 la intensidad máxima es superior a la de los eventos de calibración (100.8 mm/h frente a los 69.7 mm/h del evento E4), mientras que la variabilidad temporal del evento E7 es

prácticamente la mitad que la mínima observada en los eventos de calibración (0.7 en E7 frente a 1.2 en E2).

Los resultados del modelo en el evento E5 subestiman los dos caudales máximos medidos y sobreestima los caudales al final del hidrograma, que resultan fuera del intervalo de confianza del 95% del hidrograma calculado. El porcentaje de cobertura en este evento es 55%, que se incrementa hasta 66% si se consideran sólo los caudales superiores a 10 l/s. A pesar de este grado de cobertura, el NSE del hidrograma medio obtenido es alto (0.80), probablemente debido a que las diferencias en valor absoluto entre los caudales calculados y medidos no son muy elevadas. Los resultados del evento E5, junto con los observados en E1 (similar en términos de altura de lluvia) sugieren que los flujos muy someros no se capturan correctamente. Esto podría deberse a los efectos de la macro-topografía, que harían necesario el uso de una formulación de fricción variable. También podría deberse a que el uso de la formulación de Manning empleada no sea la más indicada para las condiciones de flujo estudiadas. A medida que el calado en la superficie aumenta, estos procesos no resueltos se hacen menos relevantes y el modelo es capaz de reproducir correctamente la escorrentía superficial.

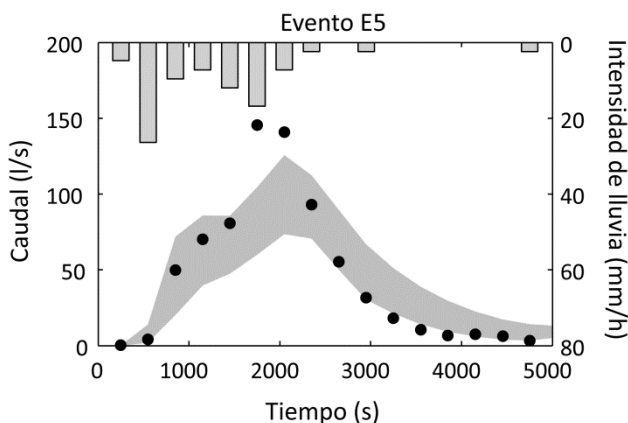


Figura 5.16. Comparación de hidrogramas en el evento E5. Los círculos corresponden a valores de caudal medidos y el área sombreada al intervalo de confianza del 95%.

La forma de los hidrogramas y el caudal punta se predicen correctamente en los eventos E6 y E7, en los que el NSE de los hidrogramas medios alcanza valores de 0.84 y 0.78 (Tabla 5.9). El caudal punta en el evento E6 se reproduce correctamente y la mayor parte de los datos experimentales fuera del intervalo de confianza en este evento corresponden a los flujos más someros que se producen al principio y al final del evento de lluvia. En el evento E7, los caudales punta quedan fuera del intervalo de confianza del 95% aunque la diferencia entre dichos caudales y el límite del intervalo de confianza es inferior a 5 l/s en ambos casos. Los porcentaje de datos experimentales dentro de los intervalos de confianza del 95% son 56 y 70% respectivamente en los eventos E6 y E7. Considerando únicamente los caudales superiores a 10 l/s el porcentaje de cobertura aumenta hasta el 70%. Estos valores de cobertura son habituales en la aplicación de la metodología GLUE (Vrugt et al., 2009; Li et al., 2010).

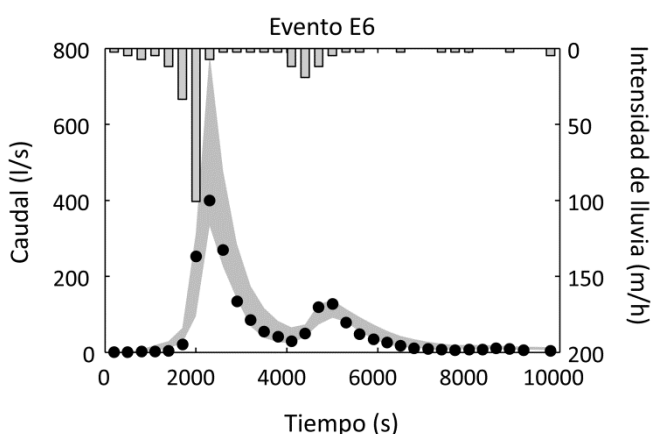


Figura 5.17. Comparación de hidrogramas en el evento E6. Los círculos corresponden a valores de caudal medidos y el área sombreada al intervalo de confianza del 95%.

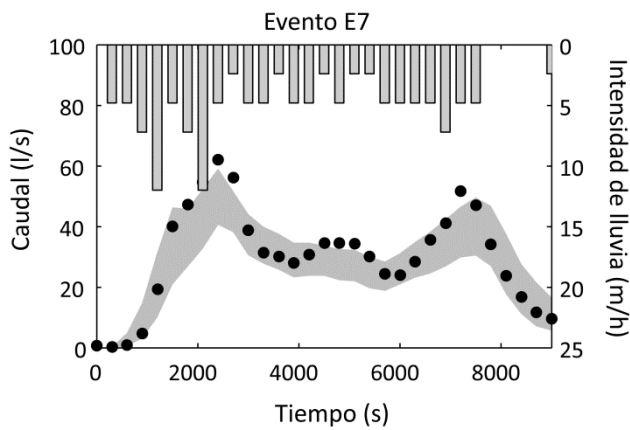


Figura 5.18. Comparación de hidrogramas en el evento E7. Los círculos corresponden a valores de caudal medidos y el área sombreada al intervalo de confianza del 95%.

Tabla 5.9 Índices NSE y porcentajes de cobertura en los eventos de validación.

	E5	E6	E7
NSE hidrograma medio	0.80	0.84	0.78
% cobertura de datos medidos	66	70	70

En la Figura 5.19, Figura 5.20 y Figura 5.21 se muestran los límites superiores del intervalo de confianza del 95% de los calados máximos en superficie. En los tres eventos se observa que los mayores calados en la superficie se producen en los accesos al paso inferior de la nacional N-651 y en una depresión del terreno situada al oeste de la cuenca. Dado que no se dispone de medidas de calados en la superficie de la cuenca, no se pueden contrastar las predicciones del modelo con resultados experimentales. Sin embargo, estos resultados permiten caracterizar la hidrodinámica en la superficie y pueden emplearse para el diseño de infraestructuras de drenaje.

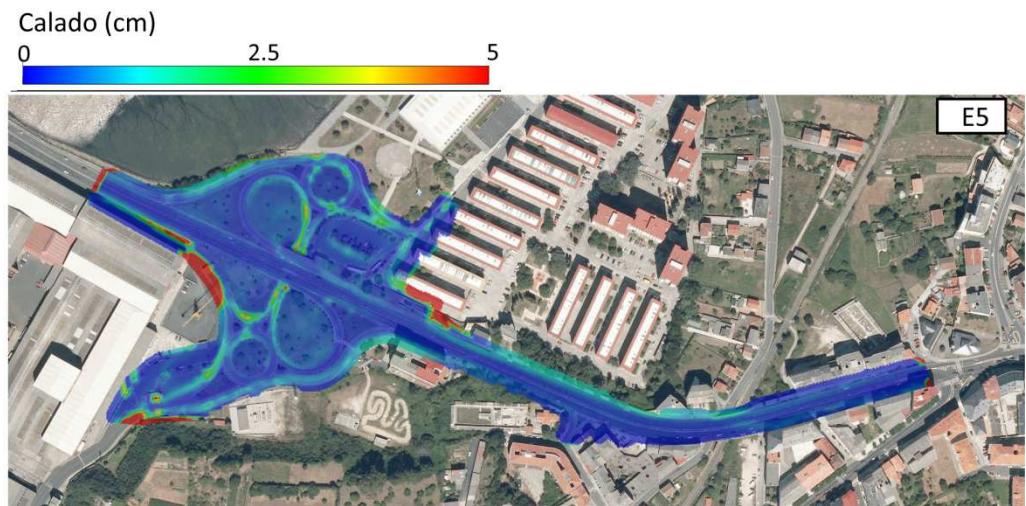


Figura 5.19. Límite superior del intervalo de confianza del 95% de los calados máximos en superficie durante el evento E5.

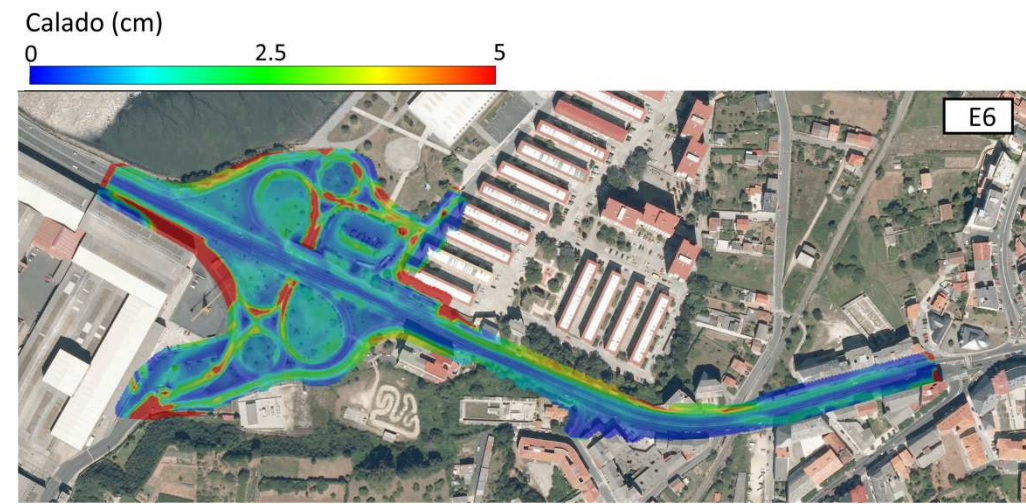


Figura 5.20. Límite superior del intervalo de confianza del 95% de los calados máximos en superficie durante el evento E6.

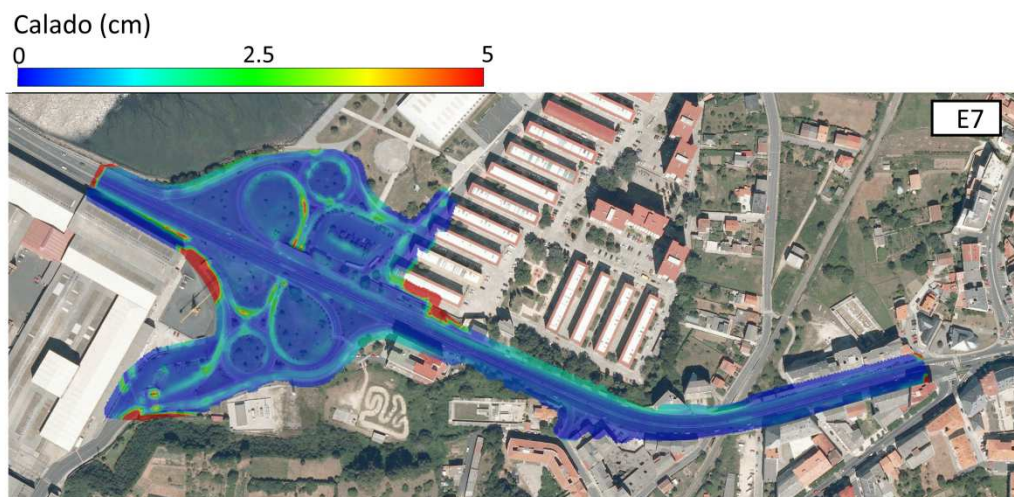


Figura 5.21. Límite superior del intervalo de confianza del 95% de los calados máximos en superficie durante el evento E7.

5.6 Resumen y conclusiones

En el presente capítulo se describe la aplicación del modelo de drenaje dual a una pequeña cuenca urbana en la localidad de Fene (Ferrol). La aplicación está compuesta por un análisis de sensibilidad y una calibración del modelo. El análisis de sensibilidad se realiza para 6 parámetros de entrada, correspondiendo 4 de ellos a la superficie de la cuenca y los dos restantes a la red de drenaje. Este tipo de análisis identifica los parámetros con mayor impacto en los resultados del modelo y en el caso estudiado pone de manifiesto la mayor importancia del sistema mayor en el ajuste de los resultados del modelo a los valores experimentales. El coeficiente de Manning de las superficies impermeables es el que explica la mayor parte de la varianza de los resultados, si bien su impacto está condicionado por las características de precipitación del evento estudiado.

La calibración mediante la metodología GLUE permite definir las funciones de probabilidad acumulada de los parámetros y establecer intervalos de confianza, añadiendo así un enfoque probabilístico a las salidas del modelo. En el caso estudiado

las funciones de distribución de todos los parámetros, salvo el coeficiente de Manning de las superficies impermeables, presentan una función prácticamente uniforme debido al bajo impacto que tienen en los resultados del modelo. La aplicación del modelo a eventos de lluvia diferentes a los empleados en la calibración muestra la capacidad del modelo de predecir correctamente los hidrogramas en la salida de la cuenca. Los resultados sin embargo se deterioran en los eventos con menor volumen de precipitación, probablemente porque no se captura correctamente el efecto de la rugosidad sobre láminas de agua tan pequeñas e intermitentes.

Referencias bibliográficas

- Altinakar, M.S., McGrath, M.Z., (2012). Parallelized Two-Dimensional Dam-Break Flood Analysis with Dynamic Data Structures. *Proceedings of the World Environmental and Water Resources Congress 2012, Albuquerque (USA)*.
- Aragón Hernández, J.L., (2013). Modelación numérica integrada de los procesos hidráulicos en el drenaje urbano. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Arnbjerg-Nielsen, K., (2012). Quantification of climate change effects on extreme precipitation used for high resolution hydrologic design. *Urban water Journal*. 9(2), 57–65.
- Aronica, G.T., Lanza, L.G., (2005). Drainage efficiency in urban areas: A case study. *Hydrological processes*. 19(5), 1105–1119.
- ASCE (1982). Gravity Sanitary Sewer Design and Construction. ASCE Manual of Practice No. 60, New York, NY.
- Bates, P.D., De Roo, A.P.J., (2000). A simple raster-based model for floodplain inundation. *Journal of hydrology*. 236, 54–77.
- Bermúdez, A., Vázquez-Cendón, M.E., (1994). Upwind methods for hyperbolic conservation laws with source terms. *Computers and fluids*. 23(8), 1049–1071.
- Bertrand-Krajewski, J.L., Bardin, J., Mourad, M., Branger, Y., (2003). Accounting for sensor calibration, concentration heterogeneity, measurement and sampling uncertainties in monitoring urban drainage systems. *Water science and technology*. 47(2), 95-102.
- Beven, K., Binley, A., (1992). The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction. *Hydrological Processes*. 6(3), 279-298.

- Beven, K., Binley, A., (2014). GLUE: 20 years on. *Hydrological Processes*. 28(24), 5897-5918.
- Beven, K., Freer, J.E., (2001). Equifinality, data assimilation, and uncertainty estimation in mechanistic modelling of complex environmental systems using the GLUE methodology. *Journal of hydrology*. 249(1), 11-29.
- Beven, K., Smith, P.J., Freer, J.E., (2008). So just why would a modeller choose to be incoherent?. *Journal of hydrology*. 354, 15-32.
- Bladé, E., Gómez M., (2006). Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales: análisis integrado en una y dos dimensiones. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E., Dolz, J., Coll, A. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. 30(1), 1-10.
- Blasone, R.S., Vrugt, J.A., Madsen, H., Rosbjerg, D., Robinson, B.A., Zyvoloski, G.A., (2008). Generalized likelihood uncertainty estimation (GLUE) using adaptive Markov Chain Monte Carlo sampling. *Advances in water resources*. 31(4), 630-648.
- Bolle A., Demuyndck A., Willems P., Bouteligier R., Bosch S., Verwey A., Berlamont J., (2006). Hydraulic modelling of the two -directional interaction between sewer and river systems. *Proceedings of the 7th International Conference on Urban Drainage Modelling, Melbourne (Australia)*.
- Butler, D., Davies, J., (2004). Urban drainage. CRC Press.

- Carr, R.S., Smith, G.P., (2007). Linking of 2D and Pipe hydraulic models at fine spatial scales. *Proceedings of the 7th International Conference on Urban Drainage Modelling, Melbourne (Australia)*.
- Cea, L., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E., (2007). Depth averaged modelling of turbulent shallow water flow with wet-dry fronts. *Archives of computational methods in engineering*. 14(3), 303-341.
- Cea, L., Garrido, M., Puertas, J., Jácome, A., del Rio, H., Suárez, J., (2010a). Overland flow computations in urban and industrial catchments from direct precipitation data using a two-dimensional shallow water model. *Water science and technology*. 62(9), 1998-2008.
- Cea, L., M. Garrido, Puertas, J., (2010b). Experimental validation of two-dimensional depth-averaged models for forecasting rainfall–runoff from precipitation data in urban areas. *Journal of hydrology*. 382(1), 88-102.
- Cea, L., Vázquez-Cendón, M.E., (2012). Unstructured finite volume discretisation of bed friction and convective flux in solute transport models linked to the shallow water equations. *Journal of computational physics*. 231(8), 3317-3339.
- Chen, A.S., Hsu, M.H., Chen, T.S., Chang, T.J., (2005). An integrated inundation model for highly developed urban areas. *Water science and technology*. 51(2), 221-229.
- Chen, A.S., Djordjevic, S., Leandro, J., Savic, D., (2007). The urban inundation model with bidirectional flow interaction between 2D overland surface and 1D sewer networks. *Proceedings of the 6th NOVATECH International Conference, Lyon (France)*.
- Chen, J., Hill, A.A., Urbano, L.D., (2009). A GIS-based model for urban flood inundation. *Journal of hydrology*. 373(1), 184-192.

- Christiansen, J.P., (1942). Irrigation by sprinkling. Bulletin Nº 670, University of California Agricultural Experiment Station.
- Coutinho, M.A., Pereira Tomás, P., (1995). Characterization of raindrop size distributions at the Vale Formoso Experimental Erosion Centre. *Catena*. 25, 187-197.
- Cronshey, R., (1986). Urban hydrology for small watersheds. US Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service, Engineering Division.
- del Rio, H., (2011). Estudio de los flujos de contaminación movilizados en tiempo de lluvia y estrategias de gestión en un sistema de saneamiento y drenaje unitario de una cuenca urbana densa de la España húmeda. Universidade de A Coruña.
- Deletic, A., Dotto, C.B.S., McCarthy, D.T., Kleidorfer, M., Freni, G., Mannina, G., Tait, S., (2012). Assessing uncertainties in urban drainage models. *Physics and chemistry of the earth*, Parts A/B/C. 42, 3-10.
- DHI (2003). MIKE 11. A modelling system for rivers and channels. Reference Manual, DHI Software 2003, DHI Water & Environment.
- DHI (2003). MOUSE model reference Manual, DHI Software 2003, DHI Water & Environment.
- Djordjević, S., Prodanović, D., Maksimović, Č., (1999). An approach to simulation of dual drainage. *Water science and technology*. 39(9), 95-103.
- Djordjevic, S., Prodanovic, D., Ivetic, M., Savic, D., (2005). SIPSON simulation of interaction between pipe flow and surface overland flow in networks. *Water science and technology*. 52(5), 275-283.
- Djordjevic, S., Saul, A.J., Tabor, G.R., Blanksby, J., Galambos, I., Sabtu, N., Sailor, G., (2013). Experimental and numerical investigation of interactions between

- above and below ground drainage systems. *Water science and technology*. 67(3), 535-542.
- Dotto, C.B.S., Kleidorfer, M., Deletic, A., Rauch, W., McCarthy, D.T., Fletcher, T.D., (2011). Performance and sensitivity analysis of stormwater models using a Bayesian approach and long-term high resolution data. *Environmental modelling and software*. 26(10), 1225-1239.
- Dotto, C.B.S, Mannina, G., Kleidorfer, M., Vezzaro, L., Henrichs, M., McCarthy, D.T., Deletic, A., (2012). Comparison of different uncertainty techniques in urban stormwater quantity and quality modelling. *Water research*. 46(8), 2545-2558.
- El-Sharif, A., Hansen, D., (2001) Application of SWMM to the flooding problem in Truro, Nova Scotia. *Canadian water resources journal*. 26(4), 439-459.
- Engman, E.T., (1986). Roughness coefficients for routing surface runoff. *Irrigation and drainage engineering*. 112(1), 39-54.
- Feldman, A.D., (2000). Hydrologic Modeling System HEC-HMS. Technical Reference Manual.
- Fewtrell, T.J., Bates, P.D., Horritt, M., Hunter, N.M., (2008). Evaluating the effect of scale in flood inundation modelling in urban environments. *Hydrological processes*. 22, 5107–5118.
- Fontanazza, C.M., Freni, G., Notaro, V., (2012). Bayesian inference analysis of the uncertainty linked to the evaluation of potential flood damage in urban areas. *Water science and technology*. 66(8), 1669-1677.
- Fraga, I., Cea, L., Puertas, J., (2013). Experimental study of the water depth and rainfall intensity effects on the bed roughness coefficient used in distributed urban drainage models. *Journal of hydrology*. 505, 266-275.

- Fraga, I., Cea, L., Puertas, J., Anta, J., (2014). Nonintrusive Method to Compute Water Discharge in Pipes with a Low Depth-to-Diameter Ratio Using Ultrasonic Doppler Velocimetry. *Journal of hydraulic engineering (en impresión)*.
- Freni, G., Mannina, G., Viviani, G., (2009). Uncertainty in urban stormwater quality modelling: The influence of likelihood measure formulation in the GLUE methodology. *Science of the total environment*. 408(1), 138-145.
- Freni, G., La Logga, G., Notaro, V., (2010). Uncertainty in urban flood damage assessment due to urban drainage modelling and depth-damage curve estimation. *Water science and technology*. 61(12), 2979-2993.
- Fontanazza, C.M., Freni, G., Notaro, V., (2012). Bayesian inference analysis of the uncertainty linked to the evaluation of potential flood damage in urban areas. *Water science and technology*. 66(8), 1669-1677.
- Gao, B., Walter, M.T., Steenhuis, T.S., Parlange, J.Y., Richards, B.K., Hogarth, W.L., Rose, C.W., (2005). Investigating raindrop effects on transport of sediment and non-sorbed chemicals from soil to surface runoff. *Journal of hydrology*. 308(1), 313–320.
- García, M.M., Dolores, M., Abadia, R., Castillo Sánchez, V.M., Albaladejo Montoro, J., (2001). Diseño experimental con lluvia simulada para el estudio de los cambios en la erosión del suelo durante la tormenta. *Cuaternario y geomorfología*. 15(1-2), 31-43.
- Gómez M., Russo B., (2005). Comparative study of methodologies to determine inlet efficiency from test data. HEC-12 methodology vs. UPC method. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Gómez, M., Russo, B., (2009). Hydraulic efficiency of continuous transverse grates for paved areas. *Journal of irrigation and drainage engineering*. 135(2), 225-230.

- Guan, M., Sillanpää, N., Koivusalo, H., (2014). Modelling and assessment of hydrological changes in a developing urban catchment. *Hydrological processes (en impresión)*.
- Haestad, M., Durrans, S.R., (2003). Stormwater Conveyance Modeling and Design. Haestad Press, Waterbury, CT, USA.
- Howes, D.A., Athol D.A., Pitman, E.B., (2006). One-and two-dimensional modelling of overland flow in semiarid shrubland, Jornada basin, New Mexico. *Hydrological processes*. 20(5), 1027-1046.
- Hsu, M.H., Chen, S.H., Chang, T.J., (2000). Inundation simulation for urban drainage basin with storm sewer system. *Journal of hydrology*. 234 (1), 21-37.
- Hunter, N.M., Bates P.D., Horritt M.S., Wilson, M.,D., (2007). Simple spatially-distributed models for predicting flood inundation: a review. *Geomorphology*. 90(3), 208-225.
- Hunter, N.M., Bates, P.D., Neelz, S., Pender, G., Villanueva, I., Wright, N.G., Liang D., Falconer R.A., Lin, B., Waller S., Crossley A.J., Mason, D.C. (2008). Benchmarking 2D hydraulic models for urban flooding. *Water management*. 161, 13–30.
- Hutton, C.J., Kapelan, Z., Vamvakieridou-Lyroudia, L., Savić, D., (2014). The Application of Formal and Informal Bayesian Methods for Water Distribution Hydraulic Model Calibration. *Journal of water resources planning and management*. 140(11)
- Iman, R.L., Helton, J.C., Campbell, J.E., (1981). An approach to sensitivity analysis of computer models, part 1. Introduction, input variable selection and preliminary variable assessment. *Journal of quality technology*. 13, 174-183

- Ishigaki, T., Toda, K., Inoue, K., (2003). Hydraulic model tests of inundation in urban area with underground space. *Proceedings of the 30th IAHR Congress, Thessaloniki (Greece)*. Theme B. 487-49.
- Jacobson, C.R., (2011). Identification and quantification of the hydrological impacts of imperviousness in urban catchments: A review. *Journal of environmental management*. 92(6), 1438-1448.
- Kamal El Kadi, A., Paquier, A., Mignot E., (2009) Modelling flash flood propagation in urban areas using a two-dimensional numerical model. *Natural hazards*. 50(3), 433-460.
- Katz, D.M., Watts, F.J., Burroughs, E.R., (1995). Effect of surface roughness and rainfall impact on overland flow. *Journal of hydraulic engineering*. 121 (7), 546–553.
- Kim, D., Kim, H., Pak, G., Jung, M., Mallari, K.J.B., Arguelles, A.C.C., Yoon, J., (2014). Parameter sensitivity and uncertainty analysis of a stormwater runoff model. *Desalination and water treatment (en impresión)*.
- Kivva, S.L., Zheleznyak, M.J., (2005). Two-dimensional modelling of rainfall runoff and sediment transport in small catchments areas. *International journal of fluid mechanics research*. 32(6), 703–716.
- Kleidorfer, M., Deletic, A., Fletcher, T.D., Rauch, W., (2009). Impact of input data uncertainties on stormwater model parameters. *Water science and technology*. 60(6), 1545-1554.
- Kucherenko, S., Feil, B., Shah, N., Mauntz, W., (2011). The identification of model effective dimensions using global sensitivity analysis. *Reliability engineering and system safety*. 96, 440-449.

- Leandro, J., Djordjevic, S., Chen, A.S., Savic, D., (2007). The use of multiple-linking-element for connecting surface and subsurface networks. *Proceedings of the 32nd Congress of IAHR Conference, Venice (Italy)*.
- Leandro, J., Chen, A.S., Djordjević, S., Savić, D.A., (2009). Comparison of 1D/1D and 1D/2D coupled (sewer/surface) hydraulic models for urban flood simulation. *Journal of hydraulic engineering*. 135(6), 495-504.
- Leandro, J., Chen, A.S., Schumann, A., (2014). A 2D Parallel Diffusive Wave Model for floodplain inundation with variable time step (P-DWave). *Journal of Hydrology*. 517(19), 250-259.
- León, A.S., Ghidaoui, M.S., Schmidt, A.R., García, M.H., (2006). Godunov-type solutions for transient flows in sewers. *Journal of hydraulic engineering*. 132(8), 800-813.
- Lhomme, J., Bouvier, C., Mignot, E., Paquier, A., (2006). One-dimensional GIS-based model compared with a two-dimensional model in urban floods simulation. *Water science and technology*. 54(6), 83-91.
- Li, L., Xia, J., Xu, C.Y, Singh, V.P., (2010). Evaluation of the subjective factors of the GLUE method and comparison with the formal Bayesian method in uncertainty assessment of hydrological models. *Journal of hydrology*. 390, 210–221.
- Loch, R.J., Robotham, B.G., Zeller, L., Masterman, N., Orange, D.N., Bridge, B.J., Sheridan, G., Bourke J.J., (2001). A multi-purpose rainfall simulator for field infiltration and erosion studies. *Soil research*. 39(3), 599-610.
- Lopes, P.M., Leandro, J., Carvalho, R., Martins, R.D., (2012). Hydraulic behaviour of a gully under surcharge conditions. *Proceedings of the 9th International Conference on Urban Drainage Modelling, Belgrade (Serbia)*.

- Maksimovic, Č., Prodanovic, D., (2001). Modelling of urban flooding: Breakthrough or recycling of outdated concepts. *Proceedings of the World Water and Environmental Resources Congress, Orlando (USA)*.
- Maksimović, Č., Prodanović, D., Boonya-Aroonnet, S., Leitao, J.P., Djordjević, S., Allitt, R., (2009). Overland flow and pathway analysis for modelling of urban pluvial flooding. *Journal of hydraulic research*. 47(4), 512-523.
- Mannina, G., Viviani, G., (2010). An urban drainage stormwater quality model: model development and uncertainty quantification. *Journal of hydrology*. 381(3), 248-265.
- Mantovan, P., Todini, E., (2006). Hydrological forecasting uncertainty assessment: Incoherence of the GLUE methodology. *Journal of hydrology*. 330(1), 368-381.
- Mark, O., Weesakul, S., Apirumanekul, C., Aroonnet, S.B., Djordjević, S., (2004). Potential and limitations of 1D modelling of urban flooding. *Journal of hydrology*. 299(3), 284-299.
- McCuen, R.H., Johnson, P.A., Ragan, R.M., (1996). Hydrology, Hydraulic Design Series. Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Washington, DC.
- Mignot, E., Paquier, A., Haider, S., (2006a). Modeling floods in a dense urban area using 2D shallow water equations. *Journal of hydrology*. 327, 186–199.
- Mignot, E., Paquier, A., Ishigaki, T., (2006b). Comparison of numerical and experimental simulations of a flood in a dense urban area. *Water science and technology*. 54 (6-7), 65-73.
- Mignot, E., Paquier, A., Rivière, N., (2008). Experimental and numerical modeling of symmetrical four-branch supercritical. *Journal of hydraulic research*. 46(6), 723-738.

- Mori, M., Takeda, Y., Taishi, T., Furuichi, N., Aritomi, M., Kikura, H., (2002). Development of a novel flow metering system using ultrasonic velocity profile measurement. *Experiments in fluids*. 32(2), 153-160.
- Muleta, M.K., McMillan, J., Amenu, G.G., Burian, S.J., (2012). Bayesian Approach for Uncertainty Analysis of an Urban Storm Water Model and Its Application to a Heavily Urbanized Watershed. *Journal of hydrologic engineering*. 18(10), 1360-1371.
- Murai, Y., Tasaka, Y., Nambu, Y., Takeda, Y., Gonzalez A,S.R., (2010). Ultrasonic detection of moving interfaces in gas-liquid two-phase flow. *Flow measurement and instrumentation*. 21(3), 356-366.
- Nanía L.S (2007). Metodología numérico-experimental para el análisis del riesgo asociado a la escorrentía pluvial en una red de calles. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Nanía, L.S., León, A.S., García, M.H., (2014) Hydrologic-Hydraulic Model for Simulating Dual Drainage and Flooding in Urban Areas: Application to a Catchment in the Metropolitan Area of Chicago. *Journal of hydrologic engineering (en impresión)*.
- Nasello, C., Tucciarelli, T., (2005). Dual multilevel urban drainage model. *Journal of hydraulic engineering*. 131(9), 748–754.
- Nash, J.E., Sutcliffe, J.V., (1970). River flow forecasting through conceptual models: Part 1.A discussion of principles. *Journal of hydrology*. 10(3), 282-290.
- Navas, A., Alberto, F., Machín, J., Galán, A., (1990). Design and operation of a rainfall simulator for field studies of runoff and soil erosion. *Soil technology*. 3, 385-397.
- Neal, J.C., Bates, P.D., Fewtrell, T.J., Hunter, N.M., Wilson, M.D., Horritt, M.S., (2009a). Distributed whole city water level measurements from the Carlisle 2005 urban

- flood event and comparison with hydraulic model simulations. *Journal of hydrology*. 368(1), 42-55.
- Neal, J.C, Fewtrell, T.J., Trigg, M., (2009b). Parallelisation of storage cell flood models using OpenMP. *Environmental modelling and software*. 24, 872–877.
- Nowak, M. (2002). Wall shear stress measurement in a turbulent pipe flow using ultrasound Doppler velocimetry. *Experiments in fluids*. 33, 249-255.
- Paquier, A., Tanguy, J.M., Haider, S., Zhang, B., (2003). Estimation des niveaux d'inondation pour une crue éclair en milieu urbain: comparaison de deux modèles hydrodynamiques sur la crue de Nîmes d'octobre 1988. *Revue des sciences de l'eau/Journal of Water Science*. 16(1), 79-102.
- Phillips, B.C., Yu, S., Thompson, G.R., de Silva, N., (2005) 1D and 2D modelling of urban drainage systems using XP-SWMM and TUFLOW. *Proceedings of the 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen (Denmark)*.
- Ponce, V.M., (1989). Engineering hydrology. Principles and Practices. Ed Prentice Hall. Englewood Cliffs, New Jersey.
- Puertas, J., Suárez, J., Anta, J., (2008). Gestión de las aguas pluviales. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano. CEDEX. Serie: Monografías, Nº 98. Ministerio de Fomento. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.
- Ratto, M., Pagano, A., Young P., (2007), State dependent parameter meta-modelling and sensitivity analysis. *Computational physics communications*. 177, 863-876.
- Ratto, M., 2009. Sensitivity analysis Toolbox for DYNARE. *European Commission, Joint Research Centre*
- Ren, B., Deng R., Li W., (2006). Principles of SWMM Model and Its Application in Xianing Port Area. *Port and waterway engineering*. 4, 1-10.

- Rodriguez, F., Andrieu, H., Morena, F., (2008). A distributed hydrological model for urbanized areas—model development and application to case studies. *Journal of hydrology*. 351(3), 268-287.
- Roe P.L., (1986). A basis for the upwind differencing of the two-dimensional unsteady Euler equations. *Numerical methods in fluid dynamics*. 2, 55–80.
- Rossman, L.A., (2010). Storm water management model user's manual, version 5.0. National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development, US Environmental Protection Agency.
- Russo, B., Gómez, M., Tellez, J., (2013). Methodology to estimate the hydraulic efficiency of nontested continuous transverse grates. *Journal of irrigation and drainage engineering*. 139(10), 864-871
- Saltelli, A., Ratto, M., Andres, T., Campolongo, F., Cariboni, J., Gatelli, D., Saisana, M., Tarantola, S., (2008). Global Sensitivity Analysis. The Primer. John Wiley & Sons
- Sanders, B.F., Bradford, S.F., (2010). Network implementation of the two-component pressure approach for transient flow in storm sewers. *Journal of hydraulic engineering*. 137(2), 158-172.
- Sanders, B.F., Schubert, J.E., Detwiler, R.L., (2010). ParBreZo: A parallel, unstructured grid, Godunov-type, shallow-water code for high-resolution flood inundation modeling at the regional scale. *Advances in water resources*. 33, 1456–1467.
- Seyoum, S.D., Vojinovic, Z., Price, R.K., Weesakul, S., (2011). Coupled 1D and non inertia 2D flood inundation model for simulation of urban flooding. *Journal of hydraulic engineering*. 138(1), 23-34.
- Schmitt, T.G., Thomas, M., Ettrich, N., (2004). Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems. *Journal of hydrology*. 299, 300–311.

- Schubert, J.E., Sanders, B.F., Smith, M.J., Wright, N.G., (2008). Unstructured mesh generation and land cover-based resistance for hydrodynamic modeling of urban flooding. *Advances in water resources*. 31(12), 1603–1621.
- Shaw, S.B., Walter, M.T., Steenhuis, T.S., (2006). A physical model of particulate wash-off from rough impervious surfaces. *Journal of hydrology*. 327, 618–626.
- Soares-Frazão, S., Lhomme, J., Guinot, V., Zech, Y., (2008). Two dimensional shallow-water model with porosity for urban flood modelling. *Journal of hydraulic research*. 46(1), 45–64.
- Soulsby, C., Birkel, C., Tetzlaff, D., (2014). Assessing urbanization impacts on catchment transit times. *Geophysical research letters*. 41(2), 442-448.
- Stedinger, J.R., Vogel, R.M., Lee, S.U., Batchelder, R., (2008). Appraisal of the generalized likelihood uncertainty estimation (GLUE) method. *Water resources research*. 44(12).
- Sturm, T.W., (2010). Open channel hydraulics. McGraw-Hill Higher Education.
- Suárez, J., Jiménez, V., del Río, H., Anta, J., Jácome, A., Torres, D., Ures, P., Vieito, S., (2013). Design of a sand filter for highway runoff in the north of Spain. *Proceedings of the ICE-Municipal Engineer*. 166(2), 121-129.
- Spry, R., Zhang, S., (2006). Modelling of drainage systems and overland flow paths at catchment's scales. *Proceedings of the 7th International Conference on Urban Drainage Modelling, Melbourne (Australia)*.
- Suzuki, Y., Nakagawa, M., Aritomi, M., Murakawa, H., Kikura, H., Mori, M., (2002). Microstructure of the flow field around a bubble in counter-current bubbly flow. *Experimental thermal and fluid science*. 26(2), 221-227.
- Taishi, T., Kikura, H., Aritomi, M., (2002). Effect of the measurement volume in turbulent pipe flow measurement by the ultrasonic velocity profile method

- (mean velocity profile and Reynolds shear stress measurement). *Experiments in fluids*. 32, 188-196.
- Te Chow, V., (1959). Open channel hydraulics. McGraw-Hill.
- Testa, G., Zuccalà, D., Alcrudo, F., Mulet, J., Soares-Frazão, S., (2007). Flash flood flow experiment in a simplified urban district. *Journal of hydraulic research*. 45(Extra Issue), 37–44.
- Thang, N.T., Inoue, K., Toda, K., Kawaike, K., (2004). A model for flood inundation analysis in urban area: verification and application. *Annals of DPRI, Kyoto University*. 47, 303-316.
- Thorndahl, S., Beven, K.J., Jensen, J.B., Schaarup-Jensen, K., (2008). Event based uncertainty assessment in urban drainage modelling, applying the GLUE methodology. *Journal of hydrology*. 357(3), 421-437.
- Toro, E.F., (1992). Riemann problems and the WAF method for solving the two-dimensional shallow water equations. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A: Physical and Engineering Sciences*. 338(1649), 43-68.
- Toro, E.F., (2001). Shock-capturing methods for free-surface shallow flows. Wiley.
- van Dijk, E., van der Meulen, J., Kluck, J., Straatman, J.H.M., (2014). Comparing modelling techniques for analysing urban pluvial flooding. *Water science and technology*. 69(2), 305-311.
- Vasconcelos, J.G., Wright, S.J., Roe, P.L., (2006). Improved simulation of flow regime transition in sewers: Two-component pressure approach. *Journal of hydraulic engineering*. 132(6), 553-562

- Vascondio, R., Dal Palù, A., Mignosa, P., (2014). GPU-enhanced Finite Volume Shallow Water solver for fast flood simulations. *Environmental modelling and software*. 57, 60–75.
- Vaze, J., Chiew, F.H., (2003). Comparative evaluation of urban storm water quality models. *Water resources research*. 39(10).
- Viola, F., Noto, L.V., Cannarozzo, M., La Loggia, G., (2009). Daily streamflow prediction with uncertainty in ephemeral catchments using the GLUE methodology. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*. 34(10), 701-706.
- Vojinovic, Z., Tutulic, D., (2009). On the use of 1D and coupled 1D-2D modelling approaches for assessment of flood damage in urban areas. *Urban water journal*. 6(3), 183-199.
- Vrugt, J.A., Ter Braak, C.J., Gupta, H.V., Robinson, B.A., (2009). Equifinality of formal (DREAM) and informal (GLUE) bayesian approaches in hydrologic modeling?. *Stochastic environmental research and risk assessment*. 23(7), 1011–1026.
- Wada, S., Kikura, H., Aritomi, M., Mori, M., Takeda, Y., (2004). Development of pulse ultrasonic Doppler method for flow rate measurement in power plant multilines flow rate measurement on metal pipe. *Journal of nuclear science and technology*. 41(3), 339-346.
- Wallingford Software (2006). InfoWorks CS (Collection Systems)-Technical Review.
- Wang, T., Wang, J., Ren, F., Jin, Y., (2003). Application of Doppler ultrasound velocimetry in multiphase flow. *Chemical engineering journal*. 92(1), 111-122.
- Willemetz, J.C., (2001). DOP 2000 Users manual. Signal Process. SA, Lausanne, Switzerland.
- Wilson, C.A.M.E., Horritt, M.S., (2002). Measuring the flow resistance of submerged grass. *Hydrological processes*. 16(13), 2589–2598.

- Wu, X., Yu, D., Chen, Z., Wilby, R.L., (2012). An evaluation of the impacts of land surface modification, storm sewer development, and rainfall variation on water logging risk in Shanghai. *Natural hazards*. 63(2), 305–323.
- Wylie, E.B., Streeter, V.L., Suo, L., (1993). Fluid transients in systems. Prentice Hall.
- Zhang, W., Cundy, T.W., (1989). Modelling of two-dimensional overland flow. *Water resources research*. 25, 2019–2035.
- Zhao, C.H., Zhu, D.Z., Rajaratnam, N., (2006). Experimental study of surcharged flow at combining sewer junctions. *Journal of hydraulic engineering*. 132(12), 1259-1271.
- Zhao, D., Chen, J., Wang, H., Tong, Q., (2012). Application of a sampling based on the combined objectives of parameter identification and uncertainty analysis of an urban rainfall-runoff model. *Journal of irrigation and drainage engineering*. 139(1), 66-74.
- Zhong, Z., (1998). General hydrodynamic model for sewer/channel network systems. *Journal of hydraulic engineering*. 123(3), 307–315.
- Zoppou, C., (2001). Review of Urban Stormwater Models. *Environmental modelling and software*. 16, 195-231.

Apéndice 1. Influencia de la parametrización del campo de velocidad y las correcciones de las medidas con UDV en la metodología descrita en Fraga et al. (2014)

En el presente apéndice se realiza un análisis de dos aspectos de la metodología presentada en Fraga et al. (2014): la parametrización del campo de velocidades y la influencia de las correcciones a la medida de perfiles de velocidad mediante UDV propuesta en Wang et al. (2003) y Nowak (2002).

A1.1 Parametrización del campo de velocidades

Uno de los aspectos claves de la metodología de la metodología presentada en Fraga et al. (2014) consiste en estimar la distribución de las velocidades en la sección transversal a partir de medidas de perfiles de velocidad. Se ha analizado la adecuación de 3 criterios para la parametrización de los campos de velocidades y el cálculo del caudal. Estos criterios se desarrollaron a partir de los perfiles de velocidad medidos mediante UDV en los colectores 1 y 3 (Figura 4.1). En cada colector se midieron 5 perfiles de velocidad para cada uno de los 5 caudales indicados en la Tabla 1A.1. La medida en los colectores 1 y 3 se realizó empleando sensores de 2 y 4 MHz respectivamente. Los ángulos entre perfiles de velocidad en una misma sección (δ de la Figura 1A.1) son 18° en el colector 1 y 24° en el colector 3. Los caudales se determinaron a partir de la variación del volumen en el depósito situado a la salida de la red, medido mediante una sonda de presión.

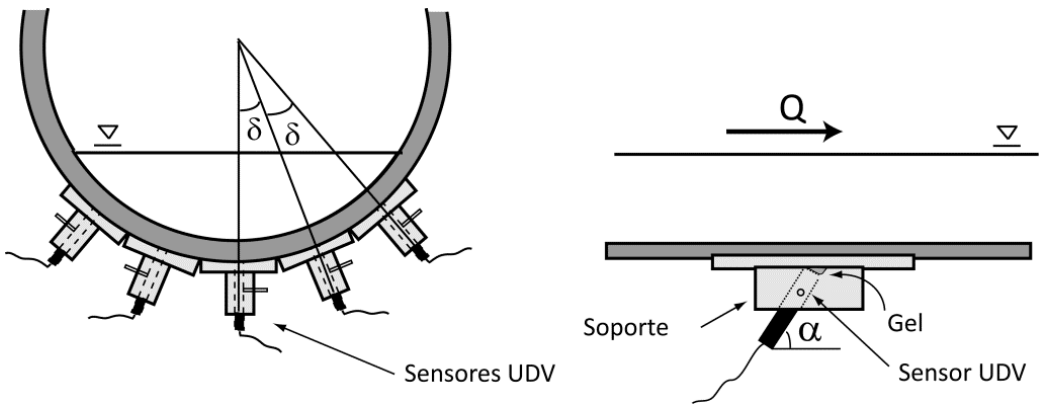


Figura 1A.1 Esquema de la instalación.

Tabla 1A.1 Caudales empleados para el estudio de la parametrización de las velocidades.

Ensayo	1	2	3	4	5
Caudal medido (l/s)	2.55	2.08	1.63	0.99	0.54

Se han analizado 3 métodos para estimar el campo de velocidades en toda la sección transversal a partir de las medidas de los perfiles de velocidad. El primero de los criterios consiste en dividir la sección en una malla estructurada de elementos cuadrados de 1 mm de lado y asignar a cada celda una velocidad (Figura 1A.2). La velocidad de la celda se interpola a partir de los 5 perfiles medidos empleando el algoritmo de kriging ordinario y asumiendo una velocidad nula en el contorno de la conducción. El caudal se calcula entonces como:

$$Q = \sum_1^n dQ = \sum_1^n dA_i v_i = A^* \sum_1^n v_i \tag{1A.1}$$

donde A^* es el área de cada celda (1mm^2) , v_i la velocidad interpolada en la celda i -ésima y n es el número de celdas.

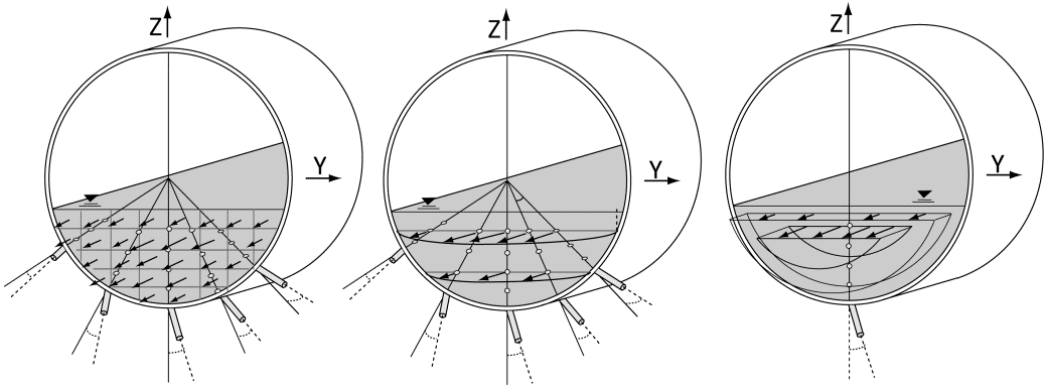


Figura 1A.2 Parametrizaciones propuestas para determinar los campos de velocidades: criterio 1 (izquierda), 2 (centro) y 3 (derecha).

El segundo criterio consiste en asumir para cada Z constante una distribución exponencial de la velocidad a lo largo del eje Y. El máximo de dicha distribución se localiza en el eje Z, y en los contornos se asume una velocidad nula. En cada uno de los n puntos de medida del UDV central se define la siguiente expresión:

$$v(y) = v_{0,i} \left(\frac{y_{0,i} - y}{y_{0,i}} \right)^{1/n} \quad (1A.2)$$

donde $v_{0,i}$ e $y_{0,i}$ son respectivamente la velocidad máxima y la distancia desde el eje Z al contorno de la conducción, ambos referidos al punto de medida i-ésimo (Figura 1A.2). N es un factor que se calibra para ajustar la expresión a las velocidades medidas con los UDV laterales. Este factor se calibró empleando los perfiles de velocidad correspondientes al máximo caudal de la Tabla 1A.1 (2.55 l/s). Para cada uno de los n puntos medidos con el sensor central se determinaron las distancias a los puntos de medida de los otros 4 sensores ($y_{1,i}$, $y_{1,i}^*$, $y_{2,i}$ e $y_{2,i}^*$ en la Figura 1A.3). En cada uno de estos 4 puntos se calculó la velocidad empleando la ecuación (1A.2) con valores de N desde 2 a 12. El valor de N calibrado es aquel que minimiza la diferencia media entre las velocidades medidas y calculadas. Los valores de N calibrados son relativamente constantes en todo el rango de calados analizado en cada colector. Los valores obtenidos son 4 y 10 para los colectores 1 y 3 respectivamente. A partir de la

parametrización de la velocidad en la sección, el caudal se calcula con la siguiente ecuación donde Δz_i es la distancia entre puntos de medida consecutivos:

$$Q = \sum_{i=1}^{i=n} \Delta z \left(\int_{-y_{0,i}}^{y_{0,i}} v(y) dy \right) = \sum_{i=1}^{i=n} \Delta z \left(\int_{-y_{0,i}}^{y_{0,i}} v_{0,i} \left(\frac{y_{0,i} - y}{y_{0,i}} \right)^{1/n} dy \right) \quad (1A.3)$$

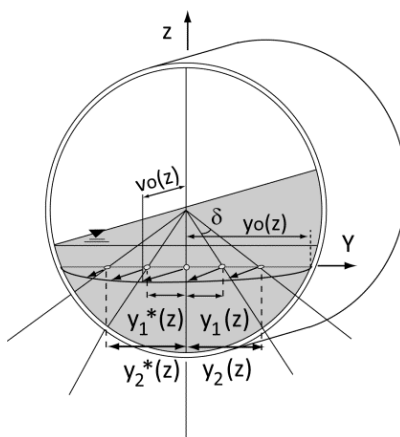


Figura 1A.3 Variables empleadas en la segunda parametrización propuesta del campo de velocidades.

El tercer criterio corresponde al descrito en Fraga et al. (2014) y consiste en definir curvas de isovelocidad a partir del perfil de velocidades medido con el sensor central. La velocidad en cada volumen de control determina una curva de isovelocidad. Si la velocidad medida es menor a la de la superficie libre la curva es un arco con el centro situado en el centro de la conducción y el radio definido como R_1 en la ecuación (1A.4) (curva de isovelocidad 1 en la Figura 1A.4). Por el contrario, si la velocidad medida es mayor que la de la superficie libre, se asume que hay otro punto más en la vertical con la misma velocidad (puntos A y B) y la curva de isovelocidad se define como un arco concéntrico a la conducción y una cuerda paralela a la superficie libre (curva de isovelocidad 2 en la Figura 1A.4). El radio (R_2) y el ángulo (φ) de dicho arco se definen en las ecuaciones (1A.4) y (1A.5). El caudal se calcula entonces con la ecuación (1A.6).

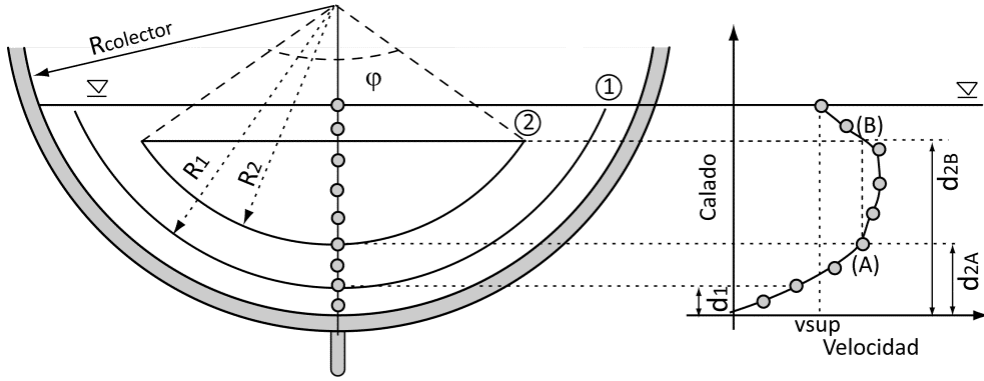


Figura 1A.4 Parametrización del campo de velocidades con el tercer criterio (izquierda) a partir del perfil de velocidades del sensor central (derecha).

$$R_1 = R_{COLECTOR} - d_1 \quad R_2 = R_{COLECTOR} - d_{2A} \quad (1A.4)$$

$$\phi = 2 \arccos \frac{R_{COLECTOR} - d_{2B}}{R_{COLECTOR} - d_{2A}} \quad (1A.5)$$

$$Q = \sum_{i=0}^n (A_{i+1} - A_i) \frac{(v_{i+1} + v_i)}{2} \quad (1A.6)$$

donde A_i y v_i son respectivamente el área dentro de la curva de isovelocidad i -ésima y n es en número de puntos de medida del sensor central y por tanto el número de curvas.

Los tres criterios descritos se emplearon para calcular los caudales definidos en la Tabla 1A.1 a partir de los perfiles de velocidad medidos. Los errores medios porcentuales (MPE) son inferiores al 10% en los tres criterios. Los errores del primer criterio son superiores a los del criterio 2 y prácticamente duplican los obtenidos con el criterio 3. El primer criterio subestima el caudal calculado mientras que en los otros dos criterios no se aprecia una tendencia clara. Comparando los criterios 2 y 3 se aprecian errores similares en el colector 3, mientras que en el colector 1 son menores empleando el tercer criterio (Tabla 1A.2).

Tabla 1A.2 Caudales calculados con los tres criterios descritos: empleando una malla estructurada (C1), asumiendo una ley exponencial de velocidad (C2) o definiendo curvas de isovelocidad (C3).

Caudal medido (l/s)	Caudal calculado en el colector 1 (l/s)			Caudal calculado en el colector 3 (l/s)		
	C1	C2	C3	C1	C2	C3
2.55	2.29	2.49	2.59	2.27	2.53	2.44
2.08	1.98	1.96	2.04	2.10	2.23	2.14
1.63	1.46	1.48	1.52	1.48	1.58	1.48
0.99	0.93	0.95	0.97	0.98	1.06	0.98
0.54	0.52	0.56	0.56	0.44	0.52	0.57
MPE	7.00	4.96	3.15	8.32	4.16	4.37

Los errores observados con el primero de los métodos son bastante superiores a los correspondientes a los métodos 2 y 3, lo que desaconseja su uso. Entre los criterios 2 y 3 se opta por el tercer criterio por no requerir la calibración de ningún parámetro. Además, este criterio emplea únicamente los perfiles de velocidad medidos con el UDV central, lo que simplifica la medición y procesado de los resultados.

A1.2 Influencia de las correcciones aplicadas

En la metodología descrita en Fraga et al. (2014) se aplican las correcciones propuestas en Wang et al. (2003) y Nowak (2002) referidas a las distancias medidas por el UDV y al volumen real de los volúmenes de medida. La influencia de dichas correcciones se analiza en los siguientes apartados.

Corrección de las distancias medidas por el DOP2000

Una de las principales ventajas de la medida de calados y caudales con la metodología propuesta en Fraga et al. (2014) es la medición de forma no intrusiva. Este aspecto es especialmente importante en flujos someros, ya que los métodos intrusivos pueden

suponer alteraciones importantes al flujo que afecten a la precisión de las mediciones. Con la medida mediante UDV la afección al flujo es nula ya que los sensores se colocan fuera de la conducción, propagándose las ondas a través de las paredes del colector. Sin embargo, la propagación a través de medios con distintas características hace necesaria la corrección a los perfiles de velocidad medidos por el UDV descrita en Wang et al. (2003). De acuerdo con Wang et al. (2003), las distancias a los volúmenes de control determinadas por el DOP2000 son incorrectas ya que en el procesado de las señales recibidas, el DOP2000 asume una velocidad de propagación constante entre la emisión y la recepción. En la realidad, sin embargo, las ondas emitidas atraviesan 3 medios con velocidades de propagación diferentes: el gel entre el colector y el sensor, la pared de la conducción, y el líquido. La propagación a través de medios con distintas velocidades tiene un doble efecto. Por una parte el paso de un medio a otro provoca un cambio en la dirección del haz de ultrasonidos debido a la refracción de las ondas. Por otra parte, la distancia recorrida en cada medio durante un mismo intervalo de tiempo varía de un medio a otro (Figura 1A.5).

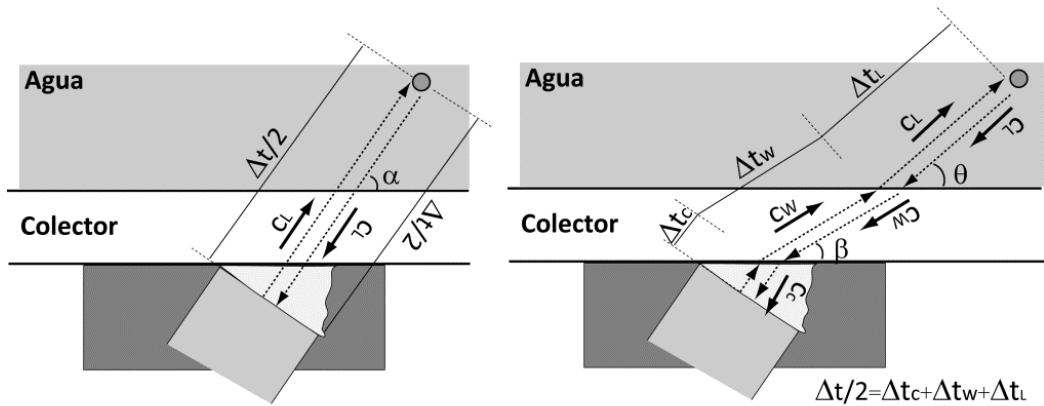


Figura 1A.5 Distancias determinadas directamente por el UDV (izquierda) y con la corrección propuesta en Wang et al. (2003) (derecha).

El DOP2000 determina la distancia a cada volumen de medida como:

$$d^* = \frac{1}{2} c_l \Delta t \sin \alpha \quad (1A.7)$$

siendo Δt el tiempo transcurrido entre la onda emitida y la recibida y c_L la velocidad de propagación en el líquido. Por el contrario, según la corrección descrita en Wang et al. (2003), la distancia real se determina como:

$$d = d_c + d_w + \left(\frac{d^*}{c_L \sin \alpha} - \frac{d_c}{c_c \sin \alpha} - \frac{d_w}{c_w \sin \beta} \right) c_L \sin \theta \tag{1A.8}$$

donde d_c y d_w son las distancias que recorren las ondas a través del gel de acople y de la pared de la tubería respectivamente. d_c y d_w , se determinan a partir de los espesores de la tubería (e_w) y el diámetro del sensor (e_p):

$$d_w = \frac{e_w}{\sin \beta} \qquad d_c = \frac{e_p}{2 \tan \alpha} \tag{1A.9}$$

Los caudales calculados con las distancias determinadas directamente por el DOP2000 y con la corrección propuesta en Wang et al. (2003) se muestran en la Tabla 1A.3. Los caudales calculados con la corrección de Wang et al. (2003) son mayores a los obtenidos sin tener en cuenta la corrección. La variación observada en los caudales es inferior al 2% y al 7% en los colectores 1 y 3 respectivamente. La reducción del efecto de la corrección en el colector 1 se debe al menor espesor de la conducción (3 mm frente a los 5 mm del colector 3).

Tabla 1A.3 Caudales calculados con y sin la corrección de las distancias descrita en Wang et al. (2003). Los valores entre paréntesis corresponden a las diferencias porcentuales

Caudal medido (l/s)		Caudal en el colector 1 (l/s)		Caudal en el colector 3 (l/s)	
		Con corrección	Sin corrección	Con corrección	Sin corrección
Q1	0.558	0.542	0.532 (-1.9)	0.565	0.527(-6.6)
Q2	0.843	0.808	0.797(-1.3)	0.812	0.765(-5.8)
Q3	1.220	1.215	1.207(-0.7)	1.218	1.168(-4.1)
Q4	2.208	2.227	2.202(-1.1)	2.313	2.248(-2.8)

Corrección del volumen de medida.

El UDV determina la velocidad en un fluido a partir de las ondas reflejadas por las partículas presentes en un volumen finito. Este volumen corresponde a un disco del espesor de la resolución de medida y un radio definido por la amplitud del haz de ultrasonidos emitido. Las velocidades de las partículas dentro de cada volumen de control se promedian a un único valor que se asigna al centro de masas del volumen de medida. Sin embargo cerca de las paredes del conducto y de la superficie libre sólo una parte del volumen de medida corresponde realmente al líquido. La corrección propuesta en Nowak (2003) asigna las velocidades al centroide del volumen de control localizado dentro del fluido para corregirlo, como se muestra en la Figura 1A.6.

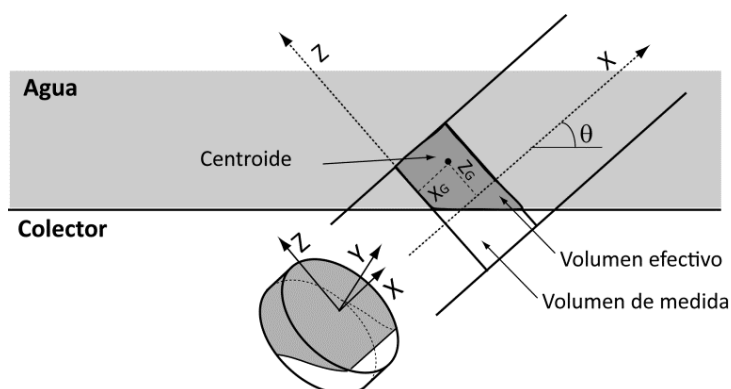


Figura 1A.6 Esquema de la corrección propuesta en Nowak (2003), donde solo una parte del volumen de control está incluido en el líquido.

A diferencia de la corrección anteriormente descrita, la propuesta en Nowak (2002) se aplica a un número reducido de volúmenes de control. El efecto de esta corrección es un descenso en los caudales y calados obtenidos, con variaciones inferiores al 8% y 4% respectivamente. A medida que el caudal aumenta, la influencia de la corrección disminuye porque la proporción de volúmenes de medida afectados por la corrección es menor (Tabla 1A.4 y Tabla 1A.5).

Tabla 1A.4 Caudales calculados con y sin la corrección descrita en Nowak (2002). Los valores entre paréntesis corresponden a las diferencias porcentuales.

Caudales medido (l/s)		Caudal en el colector 1 (l/s)		Caudal en el colector 3 (l/s)	
		Con corrección	Sin corrección	Con corrección	Sin corrección
Q1	0.558	0.542	0.582 (7.4)	0.565	0.607 (7.4)
Q2	0.843	0.808	0.857 (6.0)	0.812	0.858 (5.7)
Q3	1.220	1.215	1.268 (4.4)	1.218	1.253 (3.0)
Q4	2.208	2.227	2.265 (1.8)	2.313	2.323 (0.4)

Tabla 1A.5 Calados calculados con y sin la corrección descrita en Nowak (2002). Los valores entre paréntesis corresponden a las diferencias porcentuales.

Caudales medido (l/s)		Calado colector 1 (mm)		Calado colector 3 (mm)	
		Con corrección	Sin corrección	Con corrección	Sin corrección
Q1	0.558	15.5	16.0 (3.5)	15.7	16.2 (3.1)
Q2	0.843	18.3	18.8 (2.5)	18.7	19.2 (2.4)
Q3	1.220	22.1	22.5 (1.4)	23.2	23.5 (1.8)
Q4	2.208	26.8	27.1 (0.3)	31.5	31.6 (1.3)

A la vista de los resultados, se observa que las correcciones estudiadas son especialmente importantes para calados muy bajos. A medida que los calados y caudales aumentan, el efecto de estas correcciones se atenúa. Es importante destacar que mientras la corrección de Wang et al.(2003) aumenta el caudal calculado, la descrita en Nowak (2002) lo reduce, por lo que el efecto combinado de ambas se reduce.

Apéndice 2. Características de la red de colectores de Fene

En el presente apéndice se indican las características de la red de colectores de la cuenca de Fene, empleada en el capítulo 5.

Tabla 2A.1 Coordenadas UTM (Datum WGS84), cota de fondo y alturas de los imbornales de la red

Imbornal	X	Y	Cota de fondo (m)	Altura (m)
1	567327.3	4813925.4	27.00	2.00
2	567287.6	4813915.3	24.98	2.97
3	567250.0	4813903.0	23.27	3.42
4	567177.0	4813888.0	20.50	2.37
5	567094.0	4813901.0	16.35	1.90
6	567010.0	4813934.0	12.30	1.86
7	566987.6	4813943.3	11.28	1.80
8	566961.3	4813953.8	10.06	1.77
9	566940.6	4813966.5	8.92	1.73
10	566910.0	4813977.7	7.51	2.10
11	566896.0	4814013.7	2.89	1.10
12	566905.5	4814047.1	2.46	1.35
13	566865.0	4814065.0	2.34	1.31
14	566839.1	4814064.0	2.32	1.17
15	566834.6	4814077.3	2.11	1.27
16	566826.6	4814088.4	1.85	1.25
17	567278.4	4813894.6	25.54	2.00
18	567237.6	4813882.0	23.38	2.51
19	567167.6	4813867.6	20.28	3.01
20	567165.0	4813874.5	19.90	2.97
21	567120.8	4813877.9	18.07	2.61

22	567073.3	4813893.7	16.63	1.38
23	567044.3	4813899.1	14.42	2.24
24	566961.0	4813935.4	10.43	1.77
25	566925.6	4813950.4	8.82	1.62
26	566887.2	4813959.2	6.99	2.00
27	566845.0	4813924.3	6.05	1.10
28	566839.8	4813937.8	5.74	1.60
29	566799.4	4813946.5	3.50	1.26
30	566772.3	4813957.3	2.84	1.23
31	566783.4	4813976.8	2.66	1.01
32	566794.0	4813993.0	2.48	1.06
33	566817.0	4814047.0	2.16	1.18
34	566822.0	4814059.8	2.00	1.29
35	566757.9	4813907.5	3.78	1.50
36	566861.9	4814001.0	7.11	1.90
37	566834.4	4814015.8	6.55	2.30
38	566821.4	4814035.4	2.21	1.15
39	566799.7	4813990.5	2.58	0.99
40	566852.7	4814037.6	3.44	1.50
41	566865.2	4814060.7	2.45	1.50
42	566865.8	4814032.0	3.44	1.49
43	566897.1	4814046.1	2.41	1.50
44	566790.8	4814041.8	6.43	1.80
45	566771.6	4814061.9	6.00	1.40
46	566789.5	4814099.2	3.56	1.40
47	566877.6	4814078.2	2.48	1.20
48	566747.0	4814034.0	6.56	1.25
49	566797.3	4814010.0	8.05	0.60

50	566845.0	4813972.0	7.85	0.94
51	566857.2	4814081.9	2.50	1.07
52	566858.2	4814081.2	1.25	1.75
53	566755.0	4813964.0	3.42	0.60
54	566721.7	4813896.2	4.41	0.80
55	566860.6	4814099.0	2.45	1.00
56	566935.3	4814062.0	2.82	1.00
57	566908.3	4814039.1	2.79	1.00
58	566900.6	4814003.2	3.38	0.70
59	566699.6	4814057.6	5.96	0.70
60	566707.8	4814068.8	5.83	1.00
61	566747.0	4814050.0	6.58	1.20
62	566770.8	4814041.0	7.25	0.91
63	566701.7	4814080.0	5.35	1.00
64	566764.0	4814101.6	4.59	1.00
65	566757.0	4813946.7	3.48	0.80
66	566762.2	4813927.0	4.01	1.00
67	566792.8	4813920.3	4.70	1.00
68	566871.6	4813978.7	8.20	1.00
69	566839.8	4813993.9	8.00	1.00
70	566800.0	4814109.5	3.15	1.38

Tabla 2A.2 Características de la red de colectores. I_E e I_S corresponden a los imbornales de entrada y salida respectivamente, z_1 y z_2 a las cotas de unión con dichos imbornales y D al diámetro de dichos colectores.

Colector	I_E	Z_1 (m)	I_S	Z_2 (m)	D (mm)	Longitud (m)	Pte (%)
1	1	27.00	2	24.98	400	40.96	4.9
2	2	24.98	3	23.27	400	39.52	4.3
3	3	23.27	4	20.50	400	74.53	3.7
4	4	20.50	5	16.35	400	84.01	4.9
5	5	16.35	6	12.30	400	90.26	4.5
6	6	12.30	7	11.28	400	24.27	4.2
7	7	11.28	8	10.06	400	28.27	4.3
8	8	10.06	9	8.92	400	24.30	4.7
9	9	8.92	10	7.51	400	32.62	4.3
10	10	7.51	11	2.88	400	38.56	12.0
11	11	2.88	12	2.46	400	34.78	1.2
12	12	2.46	13	2.34	400	44.31	0.3
13	13	2.34	14	2.32	400	25.94	0.1
14	14	2.32	15	2.11	500	14.05	1.5
15	15	2.11	16	1.85	500	13.65	1.9
16	17	25.54	18	23.38	400	42.76	5.1
17	18	23.38	19	20.28	400	71.37	4.3
18	19	20.28	21	18.07	400	47.91	4.6
19	20	19.90	21	18.07	400	44.25	4.1
20	21	18.07	22	16.63	400	50.05	2.9
21	22	16.63	23	14.42	400	29.52	7.5
22	23	14.42	24	10.43	400	90.92	4.4
23	24	10.43	25	8.82	400	38.38	4.2
24	25	8.82	26	6.99	400	39.49	4.6
25	26	6.99	27	6.05	400	54.75	1.7

26	27	6.05	28	5.74	400	14.48	2.1
27	28	5.74	29	3.50	400	41.33	5.4
28	29	3.50	30	2.84	400	29.17	2.3
29	30	2.84	31	2.66	400	22.44	0.8
30	31	2.66	32	2.48	400	19.36	0.9
31	32	2.48	33	2.16	400	58.69	0.5
32	33	2.16	34	2.00	400	13.71	1.2
33	34	2.00	16	1.85	600	29.01	0.5
34	35	3.78	30	2.84	400	51.84	1.8
35	39	2.58	33	2.16	400	59.09	0.7
36	40	3.44	41	2.45	320	26.32	3.8
37	41	2.45	14	2.32	320	26.36	0.5
38	42	3.44	43	2.41	320	34.32	3.0
39	43	2.41	13	2.34	320	37.25	0.2
40	44	6.43	45	6.00	400	27.83	1.5
41	45	6.00	46	3.56	400	41.31	5.9
42	46	3.56	16	1.85	400	38.58	4.4
43	47	2.48	15	2.11	400	43.06	0.9
44	51	2.50	15	2.11	400	23.11	1.7
45	49	8.05	48	6.56	400	55.70	2.7
46	49	8.05	50	7.85	400	61.01	0.3
47	50	7.85	28	5.74	400	34.59	6.1
48	16	1.85	52	1.25	600	32.41	1.9
49	36	7.11	37	6.55	400	31.22	1.8
50	37	6.55	44	6.43	400	50.75	0.2
51	38	2.21	34	2.00	400	24.36	0.9
52	53	3.42	30	2.84	400	18.55	3.1
53	54	4.41	35	3.78	400	37.92	1.7

54	55	2.45	15	2.11	400	33.92	1.0
55	56	2.82	12	2.46	400	33.29	1.1
56	57	2.79	13	2.34	400	50.45	0.9
57	58	3.38	57	2.79	400	36.72	1.6
58	48	6.56	59	5.96	400	52.95	1.1
59	59	5.96	60	5.83	400	13.88	0.9
60	62	7.25	61	6.58	400	25.44	2.6
61	61	6.58	60	5.83	400	43.48	1.7
62	60	5.83	63	5.35	400	12.75	3.8
63	63	5.35	64	4.59	400	65.94	1.2
64	64	4.59	70	3.15	400	36.86	3.9
65	70	3.15	16	1.85	400	33.95	3.8
66	65	3.48	30	2.84	400	18.61	3.4
67	66	4.01	30	2.84	400	31.94	3.7
68	67	4.70	30	2.84	400	42.30	4.4
69	68	8.20	69	8.00	400	35.25	0.6
70	69	8.00	37	6.55	400	22.54	6.4

Apéndice 3. Listado de publicaciones

En este apéndice se presentan tres artículos de revistas indexadas y el resumen de la presentación de un congreso en los que se recogen parte de los resultados de esta tesis.

Experimental study of the water depth and rainfall intensity effects on the bed roughness coefficient used in distributed urban drainage models.

Ignacio Fraga, Luis Cea, Jerónimo Puertas.

Journal of Hydrology, 2013. 505, 266-275.

Nonintrusive Method to Compute Water Discharge in Pipes with a Low Depth-to-Diameter Ratio Using Ultrasonic Doppler Velocimetry.

Ignacio Fraga, Luis Cea, Jerónimo Puertas, Jose Anta.

Journal of Hydraulic Engineering, 2014. 141(3), 06014024.

Validation of a 1D-2D dual drainage model under unsteady part-full and surcharged sewer conditions.

Ignacio Fraga, Luis Cea, Jerónimo Puertas.

Urban Water Journal (aceptado, en proceso de impresión).

Integrated 2D model of rainfall-runoff and 1D model of sewer network

Ignacio Fraga, Luis Cea, Jerónimo Puertas.

9th International Conference on Urban Drainage Modelling, 2012 Belgrade



Experimental study of the water depth and rainfall intensity effects on the bed roughness coefficient used in distributed urban drainage models



Ignacio Fraga^{*}, Luis Cea, Jerónimo Puertas

GEAMA (Environmental and Water Engineering Group), E.T.S Caminos, Universidade de A Coruña, Campus Elviña s/n, 15071 A Coruña, Spain

ARTICLE INFO

Article history:

Received 28 June 2013

Received in revised form 28 August 2013

Accepted 5 October 2013

Available online 11 October 2013

This manuscript was handled by Konstantine P. Georgakakos, Editor-in-Chief, with the assistance of Marco Borga, Associate Editor

Keywords:

Flow resistance

Model calibration

Urban hydrology

Rainfall–runoff

Shallow water model

Overland flow

SUMMARY

The work presented in this paper analyses the effect of water depth and rainfall intensity on the surface roughness coefficients used in overland flow models based on the shallow water equations. The relation between the Manning coefficient and the water depth and rainfall intensity has been quantified using different methodologies based on the analysis of two sets of experimental data. In the first set uniform overland flow conditions were generated, and the bed roughness coefficient was computed from direct measurements of the water depth and discharge. In the second set of experiments, unsteady rainfall–runoff transformations with different rainfall intensities were generated in a flume and computed with a shallow water model in which different bed friction formulations were implemented and calibrated. Results show that for very low water depth values there is a significant increase in the surface resistance, which is not captured by any standard bed friction formulation. Rainfall intensity also increases surface resistance especially as the water depth diminishes below a critical threshold. Using a Reynolds dependent formulation for the Manning coefficient improves model predictions.

© 2013 Elsevier B.V. All rights reserved.

1. Introduction

Numerical modelling of surface runoff with two-dimensional physically-based models is becoming increasingly popular. Aggregated urban drainage models, as the well known Storm Water Management Model (Rossman, 2009), are leading to more sophisticated dual models in which the surface runoff component is computed with a distributed 2D model based on the shallow water equations, while the sewer component is solved with a pipe network model (Cea et al., 2010b; Chen et al., 2007; Leandro et al., 2009; Maksimovic et al., 2009; Pan et al., 2011; Vojinovic and Tutulic, 2009). A distributed computation of water depth and velocity in overland flows is necessary for the practical application of wash-off models in urban environments. Shaw et al. (2006) investigated the possibility of using the momentum equation to compute the water depth and velocity in a wash-off study, but rejected the idea because the bed roughness coefficient varied substantially with the water discharge. For that reason, in many investigations on the development and validation of physically-based urban wash-off models the flow depth and velocity are measured instead of modelled (Deletic, 2001; Shaw et al., 2009). There

is therefore a recognised problem in the practical application of sophisticated physically-based wash-off and erosion models to rainfall–runoff conditions. Despite these facts, in almost every computation of overland flows with 2D distributed models, bed friction is evaluated with a constant roughness coefficient, which depends only on the surface type but does not consider the effect of water depth or rainfall intensity on the effective roughness (Candela et al., 2005; Kivva and Zheleznyak, 2005; Morgali and Linsley, 1965; Tayfur et al., 1993; Yan and Kahawita, 2007).

In the case of urban environments, which are mostly impervious, the most relevant factors affecting the generation of surface runoff are the topography and the bed friction. The resolution of the Digital Terrain Models (DTM) has increased significantly in the recent years, allowing a detailed definition of roadways, pavements and other topographic features of urban environments. Regarding the computation of bed friction, it is common to use formulations originally developed for river flow. This is acceptable for water depth values of the order of metres or decimetres, as it is the case of river inundation studies in urban environments (Mignot et al., 2006; Sanders et al., 2008; Soares-Fraza et al., 2008; Hunter et al., 2008; Schubert et al., 2008; Fewtrell et al., 2008). However, the surface runoff generated during a storm event in an urban basin might be very shallow, with water depths of the order of a few millimetres. Under these conditions, it is not straightforward to justify whether it is acceptable or not to model bed friction with

^{*} Corresponding author. Tel.: +34 981167005411.

E-mail addresses: ignacio.fraga@udc.es (I. Fraga), luis.cea@udc.es (L. Cea), jpuestas@udc.es (J. Puertas).

formulations originally developed and calibrated for river flow. And, in the case it is acceptable, the most appropriate bed roughness coefficients might differ substantially from the ones recommended in hydraulic manuals and commonly used in 2D inundation models. Parameters as the water depth and the rainfall intensity might have a significant influence on the effective roughness coefficient. Several authors (Izzard, 1942; Katz et al., 1995; Kivva and Zheleznyak, 2005; Zhang and Cundy, 1989) have recognised the effects of rainfall intensity on the effective bed roughness coefficient.

The implicit assumption of the study presented in this paper is that there is a significant increase in the bed roughness coefficient as the water depth drops below a critical value, and this behaviour is not well-captured by classic bed friction formulations. This assumption is supported by the large Manning coefficients which have been reported for overland flow in previous publications. The physical explanation is that, as the water depth approaches the size of the roughness height the relevance of the perturbations introduced in the flow by the bed rugosity increases, and so it does the flow resistance. To account for these unresolved rugosity-induced perturbations it is necessary to increase the bed roughness coefficient.

The aim of this study is to quantify the effect of water depth and rainfall intensity on the effective value of the bed roughness coefficient when modelling urban runoff with a shallow water model, and to analyse how model performance improves when considering this effect on the bed friction formulation. To determine the influence of the water depth and rainfall-intensity on the bed roughness coefficient different experiments were undertaken in a laboratory flume. Artificial grass and concrete, which represent common materials in urban catchments, were tested. The experiments were analysed using a shallow water model with three different Manning coefficient formulations: a constant roughness coefficient, a water depth dependant coefficient and a Reynolds number dependent coefficient. All these formulations assume turbulent flow, which might not be the case at the beginning of rainfall–runoff, when the water depth is very low. However, this limit is rapidly overcome during storm events. In addition the raindrop impacts and the surface irregularities contribute to trigger turbulence especially as the water depth is small. It is therefore not straightforward to determine which criterion should be used to define the transition between laminar and turbulent overland flow. Considering these reasons and the fact that it is the most commonly used formulation in river and overland flow computations, we chose to work with Manning formula. The influence of rainfall on the effective Manning coefficient was explored by an independent calibration of the rising and falling limbs of hydrographs generated by different rainfall intensities.

2. Experimental methodology

2.1. Experimental setup

Two series of runoff experiments were conducted in a rectangular cross section flume, which will be referred to as upstream–runoff experiments and rainfall–runoff experiments. In the upstream runoff experiments, the Manning coefficients corresponding to different water depth values were determined by direct measures of the water depth and discharge under uniform flow conditions. Conversely rainfall–runoff experiments were designed to determine the bed roughness during and after rainfall, where water depths are too low and vary too fast to be measured directly.

The flume used in the experiments is 2.5 m long and 0.5 m wide, with a longitudinal slope of 0.06 m/m (Fig. 1). The bed of the flume is impervious. For each experimental series two different

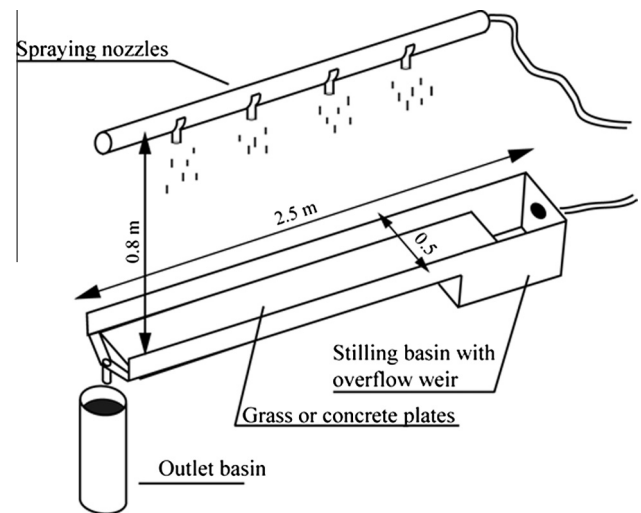


Fig. 1. Scheme of the experimental set up.

bed surfaces were tested: artificial grass of 5 mm height and concrete. These materials were chosen as they represent common surfaces in urban environments.

The artificial grass is made of polyethylene and nylon stripes joined to a latex surface. The average height of the stripes is 5 mm (Fig. 2). Stripes of magnetic tape were glued to the reverse of the latex surface to adhere the artificial grass to the metallic surface of the flume. The joints between the artificial grass and the flume's walls were sealed with silicone.

The physical characteristics of the artificial grass are detailed in Table 1. The mEI parameter is frequently used to characterise vegetation mechanical properties (Kouwen and Unny, 1969; Kouwen and Unny, 1973; Kouwen, 1988; Wilson and Horritt, 2002). This parameter corresponds to the product of stem density m , stem modulus of elasticity E and the second moment of inertia of the stem area I . Stem density was evaluated counting grass blades in a 5×5 cm sample area.

The concrete surface was built with several square plates. Concrete plates were made of 0–4 mm sand, 6–12 mm gravel and 53.5R concrete. All the plates were vibrated for 5 min in a vibrating table. Each plate is 0.5 m long, 0.5 m wide and 7 cm high. The joint between each two plates and between each plate and the flume's wall was filled with mortar. These joints did not present any relevant irregularities. Nonetheless, water depth measurements were made sufficiently far away from the joints in order to assure that their effect on the results is negligible.

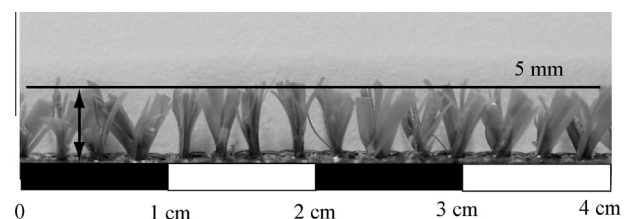


Fig. 2. Artificial grass cross section.

Table 1
Mechanical properties of the artificial grass.

Average height (mm)	Elasticity modulus (GPa)	Stem density (stems/m ²)	Stem's inertia (m ⁴)	mEI (N m ²)
5	0.25	900	1.04.10 ^{−11}	2.34

Rainfall was generated over the whole flume with a rainmaker formed by 10 spraying nozzles which produce artificial rain with similar characteristics to a natural one (Navas et al., 1990). The nozzles were placed in a bracket located 80 cm above the flume surface. The mean raindrop size was 1.2 mm and the falling velocity when the drops reach the flume surface is below terminal velocity. An upstream chamber with an overflow weir was used to generate upstream overland runoff. The chamber has a deflector plate in the entrance to reduce turbulence.

2.2. Upstream-runoff experiments

In the upstream-runoff experiments a constant discharge was used to generate a steady overland flow of a few millimetres depth. The discharge was fixed at the beginning of each experimental run and controlled with a flow metre connected to the intake. For each given discharge, water depth was measured with a limnimeter at four locations over the flume and the average value was taken as the normal depth. Measurements were made at the central point of the cross sections located 0.5, 1, 1.5 and 2 m from the outlet boundary, as shown in Fig. 3. The measuring points were sufficiently far from the outlet boundary, where critical depth occurs so uniform flow conditions were achieved in the measuring area. However, for very low values of the water depth the oscillations of the free surface reduce the accuracy of the measurements. After doing several measurements under the same flow conditions the uncertainty using our experimental setup was estimated to be below 7% for water depths higher than 3 mm. Therefore, no water depth measurements below 3 mm were done as the associated uncertainty was considered too high.

2.3. Rainfall-runoff experiments

For each surface, three hyetographs with the same duration and different rainfall intensities were generated (Table 2). The rainfall intensities used in the experiments were rather high as we are interested in the analysis of extreme and short precipitation events in which the water depth changes significantly in a short period of time.

The duration of the hyetographs was established considering the concentration time of the flume, which is given by its slope, length and bed roughness. The concentration times estimated from the experimental outlet hydrographs are approximately 60 and

16 s for the grass and concrete surfaces respectively (Fig. 4). Rainfall duration is long enough to reach a stationary state in the flume.

The water discharge at the flume outlet was evaluated from the time variation of the water depth in the cylindrical basin where the flume spills. The depth was measured with a pressure gauge at a recording frequency of 50 Hz. The diameter of the outlet basin is 25 cm and the accuracy of the measurements with the pressure sensor is 0.06%. To remove high frequency oscillations of the free surface, the experimental data was filtered using a moving average filter. A 3 s centred filter was used for this purpose, which proved to be adequate to eliminate most of the fluctuations without modifying the shape of the outlet hydrographs.

3. Numerical model

The numerical model used to reproduce the rainfall-runoff experiments solves the unsteady shallow water equations to compute the water depth and velocity fields over the flume. The rainfall intensity which generates the overland flow is directly imposed in the model. The numerical solver has been validated and applied to rainfall-runoff computations in (Cea et al., 2010a,b), where it has proved to deal efficiently with some of the main numerical difficulties which appear in the modelling of overland flow, as are the presence of highly unsteady wet-dry fronts, the small water depths, and the high bed friction. The model guarantees the conservation of mass, which means that no water is lost or gained during the computation due to numerical errors. A detailed description of the numerical schemes implemented in the solver is beyond the scope of this paper and can be found in the following references (Cea et al., 2007, 2010a; Cea and Vázquez-Cendón, 2010). The flume is modelled with a 1D mesh of 100 elements ($\Delta x = 0.025$ m) and a time step discretisation of 0.1 s.

Although at very early stages of the experiments the flow might be laminar, the effects of raindrops and surface roughness contribute to trigger turbulence immediately after the start of the experiment. Therefore, the Manning formula for turbulent flow was used to compute bed friction:

$$\tau_b = \rho g \frac{n^2 u^2}{h^{1/3}} \quad (1)$$

where ρ is the water density, g is the gravity acceleration, n is the Manning coefficient, u is the water velocity and h is the water depth. Due to the width of the flume (0.5 m) and the range of water depths in the experiments (a few millimetres) friction on the sides

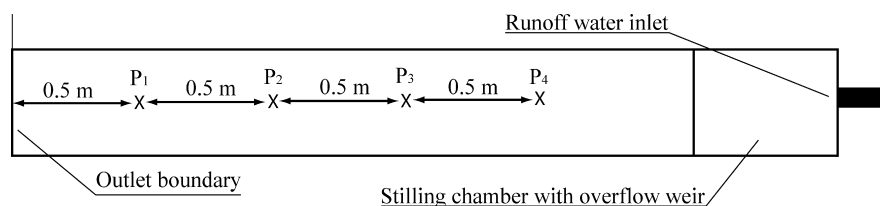


Fig. 3. Top view of the flume with the measuring points (P1, P2, P3 and P4) for the upstream runoff experiments.

Table 2
Characteristics of the hyetographs generated in the rainfall-runoff experiments.

Surface	Hyetograph	Rainfall characteristics		Surface	Hyetograph	Rainfall characteristics	
		Intensity (mm/h)	Duration (s)			Intensity (mm/h)	Duration (s)
Grass	G210	210	160	Concrete	C160	160	60
	G300	300	160		C265	265	60
	G410	410	160		C400	400	60

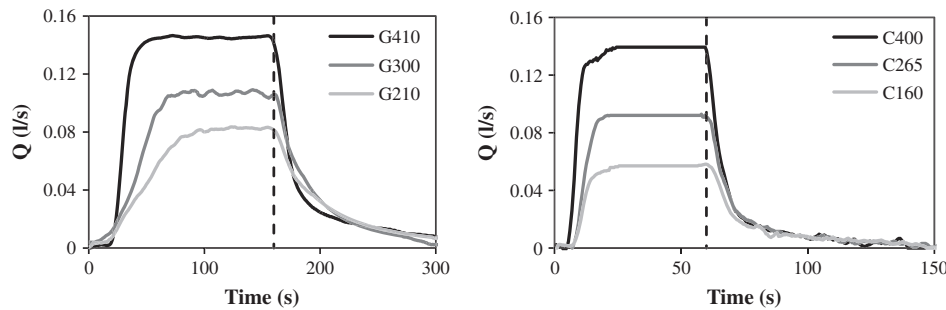


Fig. 4. Experimental outlet hydrographs for both artificial grass (left) and concrete (right) surfaces. The dashed line indicates the duration of the rainfall events.

of the flume is negligible and was therefore not considered in the model.

Three different approaches were used for the definition of the Manning coefficient: a constant value, a water depth dependant formulation and a Reynolds number dependant formulation. The first approach, Manning formula with a constant Manning coefficient, is the most frequently used in overland flow distributed models (Candela et al., 2005; Kivva and Zheleznyak, 2005; Morgali and Linsley, 1965; Tayfur et al., 1993; Yan and Kahawita, 2007).

4. Bed roughness calibration

4.1. Upstream-runoff experiments

In the upstream-runoff experiments the flow is uniform and steady and therefore, the Manning coefficient can be computed on each experimental run as:

$$n = \frac{h^{2/3} \sqrt{i}}{u} = \frac{h^{5/3} B \sqrt{i}}{Q} \quad (2)$$

where B is the flume width, Q is the water discharge, i is the longitudinal slope, and h is the measured water depth.

Water depth measurements were made in quadruplicate for each experimental run, one at each of the measuring points detailed in Fig. 3. This was done for different flow conditions in which the discharge was varied, while the flume width and slope were kept constant. In whole, 11 experiments in which the water discharge varied within 0.125–1.40 l/s were performed for the grass bed, and six experiments with water discharges within 0.20 and 0.90 l/s were done for the concrete surface.

4.2. Rainfall–runoff experiments

In the rainfall–runoff experiments the flow is unsteady and the previously described methodology cannot be applied. Instead, the numerical model described in Section 3 was used to calibrate the bed roughness coefficient by comparing the experimental and numerical outlet hydrographs for each experiment. Every rain event was modelled with the three different Manning coefficient formulations mentioned in Section 3 (constant, water depth dependent and Reynolds number dependent coefficients).

4.2.1. Rainfall–runoff modelling with constant Manning coefficient

The roughness coefficient was calibrated independently for each hyetograph defined in Table 2. In order to do so, each experiment was modelled with a series of different Manning coefficients comprised within the ranges (0.010–0.500) $\text{s m}^{-1/3}$ for grass and (0.005–0.020) $\text{s m}^{-1/3}$ for concrete. Lower values of the studied ranges were deliberately taken outside realistic limits, as they are smaller than the value corresponding to smooth turbulent flow.

The performance of each run was measured by the Nash–Sutcliffe efficiency (NSE) index (Nash and Sutcliffe, 1970), computed from the numerical and experimental outlet hydrographs. This statistic is very commonly used as a performance measure for reflecting the fit of a hydrograph (Beven, 2001; Moriasi et al., 2007). Since the numerical model ensures mass conservation, the constant peak discharge at the crest of the outlet hydrograph is accurately computed, except for experimental errors. Therefore, only the rising and falling limbs of the hydrographs were considered in the computation of the NSE. With this methodology six Manning coefficients were determined, one for each hyetograph defined in Table 2.

As it will be shown in the results section, the numerical model with a constant Manning coefficient is not able to reproduce accurately the rising and falling limbs of the outlet hydrograph, especially at the early and final stages. Therefore, formulations with variable Manning coefficients were proposed with two purposes: first, to analyse to which extent the numerical results could be improved; and second, to analyse the relations between the Manning coefficients and the water depth, the Reynolds number and the rainfall intensity.

4.2.2. Rainfall–runoff modelling with water depth dependent Manning coefficient

The methodology used to calibrate the relation between the water depth and the roughness coefficient is the following. The maximum water depth was determined from preliminary tests, and discretized in 8 values. A plausible range for the Manning coefficients, established considering the results of previous simulations, was assigned to each water depth value (Table 3). These ranges were defined wide enough so as not to constrain the calibration process. The Manning coefficient (n_i) associated to each water depth (h_i) was considered an input parameter of the model. For intermediate values of water depth, linear interpolation was used to obtain the corresponding Manning coefficient.

In order to analyse the influence of each input parameter on model output, 150 model runs with different combinations of the

Table 3
Manning coefficient ranges for each water depth ($\text{s m}^{-1/3}$).

n_i	h (mm)	Grass		Concrete	
		Min	Max	Min	Max
n_1	0.1	0.4	4.00	0.015	0.050
n_2	0.5	0.3	3.50	0.010	0.030
n_3	1	0.2	2.00	0.010	0.015
n_4	1.5	0.15	1.75	0.009	0.012
n_5	2	0.1	1.50	0.007	0.010
n_6	3	0.08	0.70	0.007	0.010
n_7	4	0.06	0.18	0.007	0.010
n_8	5	0.04	0.13	0.007	0.010

input parameters were performed. The Latin Hypercube Sample technique was used to sample the input parameters.

In this way, 150 sets of 8 parameters each were generated and for every experiment in Table 2 the numerical model was run with each set. The influence of each input parameter on model output at each time step was quantified with a linear correlation coefficient between the parameter itself (n_i) and the outlet discharge at that time (Q_t), defined as:

$$LCC(n_i, Q_t) = \frac{\sum_{k=1}^{150} (n_i^k - \bar{n}_i) (Q_t^k - \bar{Q}_t)}{\sqrt{\sum_{k=1}^{150} (n_i^k - \bar{n}_i)^2} \sqrt{\sum_{k=1}^{150} (Q_t^k - \bar{Q}_t)^2}} \quad (3)$$

where the super-index k identifies the numerical run (from 1 to 150), n_i^k is the Manning coefficient used for the water depth h_i in the numerical run k , Q_t^k is the outlet discharge at time t computed in the run number k , \bar{n}_i is the average value of the Manning coefficients n_i used in the 150 runs, and \bar{Q}_t is the average value of outlet discharge at the time t for the 150 runs. The LCC was used to define the time intervals in which the outlet hydrograph is sensitive to the parameter n_i .

Some representative linear correlation coefficients are shown in Fig. 5, where it is interesting to notice three facts. First, the influence of each parameter is limited to two well-defined time intervals, one during the rising limb of the hydrograph and another during the falling limb. Second, all the correlation coefficients become negligible when the peak discharge is reached. This is because during the stationary state of the hydrograph the outlet discharge is independent of the roughness coefficient. Third, there is not a significant overlap between the time intervals in which each parameter is influential on the outlet discharge. This behaviour can be explained by the fact that the parameter n_i only plays a direct role in the model when the water depth at any point in the flume is within the corresponding range defined in Table 3. Since the water depth is variable in time during each experiment, it seems reasonable that the influence of each parameter on the solution is time dependent. It might be expected that the correlation curve for n_i achieves maximum values when the water depth in most of the flume is within the corresponding range. It is remarkable the limited memory of the outlet hydrograph, since all the correlation coefficient curves go to zero rather quickly after achieving their maximum value, which is in many cases very close to 1.

The fact that there is not a significant overlapping between the correlation curves means that there is not a strong interaction between the input parameters. Taking this into account, each parameter n_i was calibrated independently. The performance measure used for the calibration of the input parameter n_i is the NSE index, which was computed for each model run k as:

$$NSE_i^k = 1 - \frac{\sum_{t=t_{o,i}}^{t=t_{e,i}} (Q_t^k - Q_t^*)^2}{\sum_{t=t_{o,i}}^{t=t_{e,i}} (Q_t^* - \bar{Q}^*)^2} \quad i = 1, 8 \quad k = 1, 150 \quad (4)$$

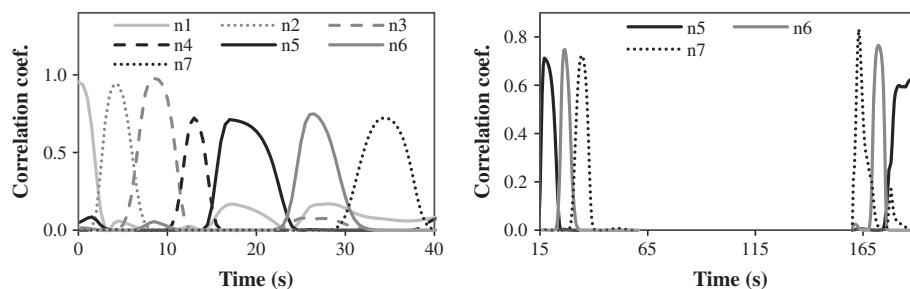


Fig. 5. Correlation coefficients corresponding to hydrograph G410 during the rising limb (left) and detailed view for both rising and falling limbs (right).

where Q_t^k is the outlet discharge computed in the simulation k at time t , Q_t^* is the experimental discharge at time t , and \bar{Q}^* is the time average of the measured discharges. In Eq. (4) $t_{o,i}$ and $t_{e,i}$ define the time interval which was considered for the calibration of each parameter n_i . This time interval was defined in such a way that the correlation coefficient $LCC(n_i, Q_t)$ is higher than 0.5 for $t_{o,i} < t < t_{e,i}$. In this way, 150 NSE values were obtained for each input parameter n_i . The value of each parameter which gave the best numerical–experimental agreement was determined as the one with a highest NSE.

In order to consider the effect of rainfall intensity, a separate analysis was performed for the rising limbs of each hydrograph. Additionally, runoff without rainfall was analysed with the falling limb of the G410 and C400 hydrographs. As the referred hydrographs correspond to the ones with highest rainfall intensity, higher water depths are achieved at the beginning of the falling limb.

4.2.3. Rainfall–runoff modelling with Reynolds dependent roughness coefficient

In this formulation the Manning coefficient was related to the Reynolds number with the following logarithmic relation:

$$n = n_0 - \alpha \cdot \ln(\text{Re}) \quad \text{Re} = \frac{4hu}{\nu} \quad (5)$$

where n_0 is the maximum Manning coefficient, α relates the variation of the Manning coefficient with the Reynolds number, and ν is the kinematic viscosity. Eq. (5) was considered after a review of the results shown in Emmett (1970), where different friction coefficients were analysed in an experimental setup similar to the one we used. Emmett (1970) suggests a linear relation between Manning and Reynolds number. However, from the analysis of our experimental results we have considered that a logarithmic relation fits better the experimental data, especially in the low Reynolds numbers range.

The methodology used to calibrate α and n_0 in the experiments detailed in Table 2 is the following. A range of values for both α and n_0 was defined based on several preliminary simulations (Table 4). Then the value of n_0 was fixed and α was sampled generating 30 random values within its established range.

The numerical model was run to simulate the corresponding hydrographs using the relation given by Eq. (5) to compute the Manning coefficient for every Reynolds number value. The NSE index was then calculated separately in every simulation for both the

Table 4

Ranges for n_0 and α considered on the calibration of the Reynolds dependant formulation.

Material	Min n_0	Max n_0	α_{\max}	α_{\min}
Grass	0.3	1.1	0.2	0
Concrete	0.02	0.07	0.01	0

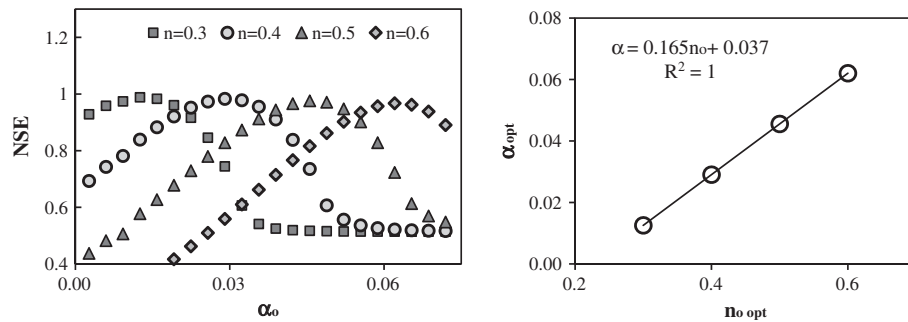


Fig. 6. Obtained NSE indices in the rising limb of the G210 hyetograph for different n_o values (left) and resulting $\alpha_{opt} - n_o$ relation for the same rising limb of the hydrograph (right).

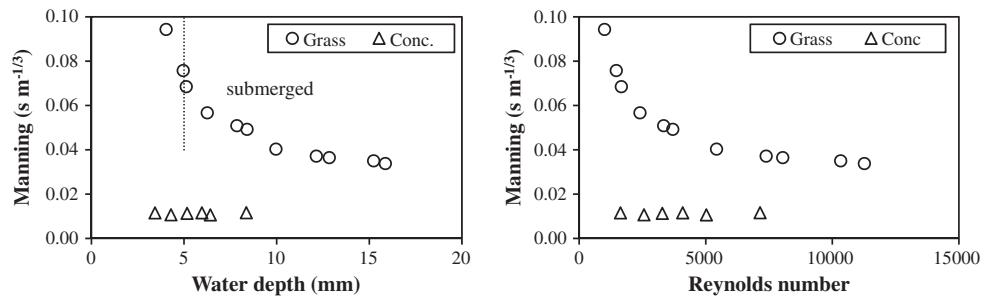


Fig. 7. Manning coefficients related to water depth (left) and Reynolds number (right) computed from the upstream-runoff experiments.

rising and the falling limbs (Fig. 6) of every hyetograph defined in Table 2. The best model performance was considered as the α value that gave the highest NSE, referred as α_{opt} for the corresponding n_o value. This process was repeated for several n_o values, the result being a set of $n_o - \alpha_{opt}$ values which was fitted to a linear function $\alpha_{opt}(n_o)$ (Fig. 6).

Once the relation $n_o - \alpha_{opt}$ was defined for each hyetograph the model was run with 30 random values of this relation. The best agreement between experimental and numerical hydrographs was considered to correspond to the pair $n_o - \alpha_{opt}$ with highest NSE.

5. Results and discussion

5.1. Upstream-runoff experiments

The bed roughness coefficients computed from the upstream-runoff experiments using Eq. (2) are shown in Fig. 7 and Table 5. Results on the artificial grass show a very strong increase on the Manning coefficient as the water depth decreases. On the other hand, the Manning coefficients measured for water depths above the threshold of 15 mm, which corresponds to a relative submergence of 3 in the grass experiments, are similar to the ones proposed in classic hydraulic engineering manuals for open channel flow (USDA, 1972; Chow, 1959).

In the case of concrete, the bed roughness coefficients are almost constant over the whole range of water depths tested, and a threshold such as the one observed for the artificial grass is not observed (Fig. 7).

The trend observed in the artificial grass data is consistent with other studies which were done with experimental setups similar to the one used in our study (Fig. 8) (Graf and Chhun, 1976; Kouwen et al., 1969; Wilson and Horritt, 2002). It is remarkable the agreement with the results of (Graf and Chhun, 1976) in which a similar value of grass height was used.

Two interesting issues should be remarked from the different data sets shown in Fig. 8. First, the relation between the Manning coefficient and the relative submergence has a similar shape on all the data sets. The Manning coefficient increases considerably as the water depth approaches the grass height. Second, for the same value of relative submergence the Manning coefficient increases considerably with the grass height. Therefore, it seems that the Manning coefficient depends not only on the relative submergence but also on the grass height.

For water depth values lower than the ones referred in Table 5, direct measurements of water depth were not possible with the experimental setup and thus, the rainfall-runoff experiments were used to obtain the relation between the Manning coefficient, the water depth and the Reynolds number.

5.2. Rainfall-runoff experiments

The rainfall-runoff experiments were first calibrated using a constant Manning value. In both the concrete and grass surfaces, obtained NSE indices increase until a maximum value, close to 1, is achieved and then diminish (Fig. 9). The calibrated coefficients present important differences from one hyetograph to another especially on the grass surface, as shown in Table 6. This is because higher rainfall intensity produces a higher water depth, which implies a lower Manning coefficient. In addition, a higher water depth contributes to damp the head losses generated by the impact of rain drops.

In both surfaces, and independently of the considered rain intensity, the Manning coefficients obtained from calibration are much higher than the recommended values for river flow (USDA, 1972; Chow, 1959).

The comparison between the experimental and the numerical hydrographs computed with the Manning coefficients detailed in Table 6 shows differences in the shape of the rising and falling limbs (Fig. 10). The highest differences appear at the early stages, which correspond to low water depth values. These differences

Table 5
Results of the upstream-runoff experiments.

Artificial grass					Concrete			
Q (l/s)	\bar{h} (mm)	$\frac{h}{d}$	n (s m ^{-1/3})	Re	Q (l/s)	\bar{h} (mm)	n (s m ^{-1/3})	Re
0.125	4.03	0.58	0.094	1000	0.204	3.43	0.012	1630
0.183	4.95	0.71	0.076	1464	0.320	4.29	0.011	2558
0.208	5.12	0.73	0.068	1664	0.410	5.16	0.011	3282
0.300	6.25	0.89	0.057	2400	0.511	5.97	0.012	4088
0.417	7.85	1.12	0.051	3336	0.628	6.42	0.011	5024
0.462	8.40	1.20	0.049	3696	0.893	8.36	0.012	7144
0.678	9.96	1.42	0.040	5424				
0.923	12.14	1.73	0.037	7384				
1.005	12.84	1.83	0.036	8040				
1.291	15.23	2.18	0.035	10,328				
1.408	15.86	2.27	0.034	11,264				

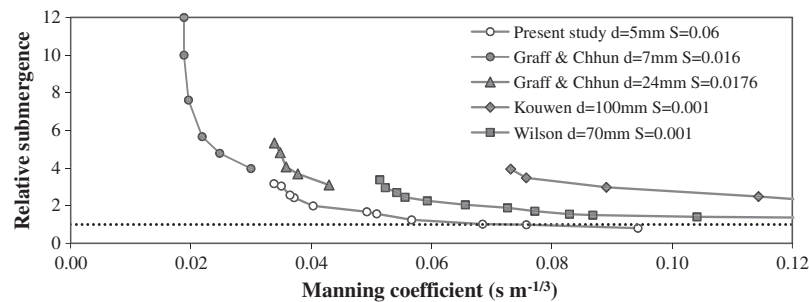


Fig. 8. Comparison of obtained data in similar experiments by different authors and the present study. Dotted line corresponds to a relative submergence of 1. d corresponds to the grass height and S to the longitudinal slope of the flume.

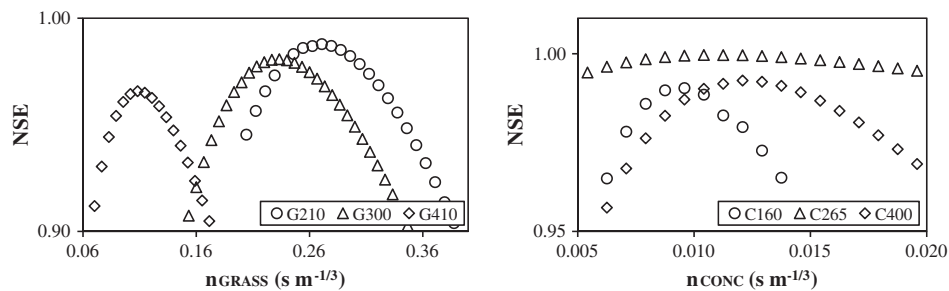


Fig. 9. Bed roughness coefficients versus NSE for the artificial grass (left) and concrete (right) surfaces in the rainfall–runoff experiments.

Table 6
Calibrated values of bed roughness coefficients for the rainfall–runoff experiments.

Material	Hyetograph	n (s m ^{-1/3})	Material	Hyetograph	n (s m ^{-1/3})
Grass	G210	0.271	Concrete	C160	0.0121
	G300	0.233		C265	0.0104
	G410	0.108		C400	0.0095

indicate that the constant bed roughness approximation might be reasonable for high values of the water depth, but less suitable as the water depth tends to zero. In all cases the peak water discharge is accurately predicted by the model, since the numerical scheme ensures mass conservation and therefore it computes exactly the constant discharge.

The previous results show that modelling the bed friction with a constant Manning coefficient does not reproduce accurately the rising and falling limbs of the hydrograph, because water depth takes very low and rapidly changing values and under these conditions the effective roughness is conditioned by rain intensity and water depth. In order to improve model predictions, a formulation with a variable roughness coefficient was used.

The relation between the Manning coefficient and the water depth was calibrated following the methodology described in Section 4.2.2. The rising and falling limbs of the hydrographs were calibrated independently to study the effect of rainfall intensity on the effective value of the Manning coefficient. In the case that rainfall is a relevant source of head losses, the effective Manning coefficient during the rising limb of the hydrograph, when rainfall is present, should be higher than during the recession limb, and this difference should increase as rainfall intensity does.

The relations between the Manning coefficient and the water depth obtained for the concrete and grass experiments are shown in Table 7 and Fig. 11. It is interesting to remark three facts from Table 7. First, there is a decrease in the Manning coefficient as the water depths increases until a threshold value is achieved. This decrease is produced even when no rainfall is present, as it can be noticed from the calibrated values corresponding to the falling limbs of the hydrographs. The threshold value is early achieved in the concrete surface. Second, rainfall intensity contributes to increase the Manning coefficient as raindrop impacts enhance head losses. Higher rainfall intensities increase the number of raindrop impacts on the free surface and therefore the effective head losses.

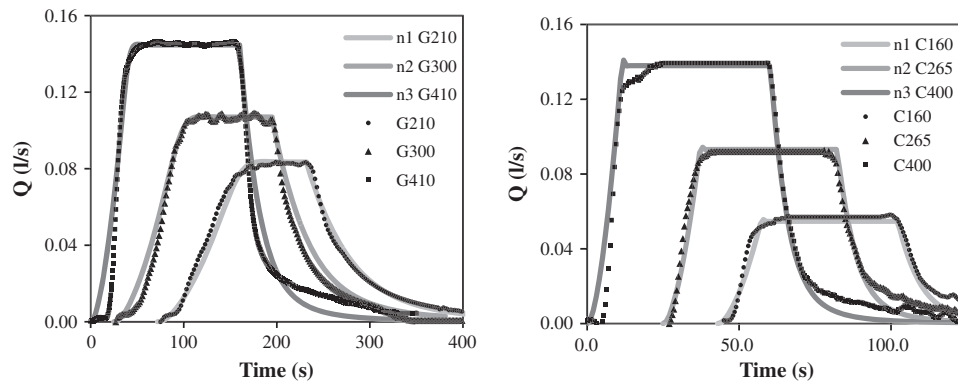


Fig. 10. Comparison of experimental and numerical hydrographs for artificial grass (left) and concrete (right) plates. Numerical hydrographs are computed with the roughness coefficients detailed in Table 4.

Table 7

Manning coefficient versus water depth as calibrated from the rainfall–runoff experiments. (–) Refers to values of water depth that are not achieved during the experiment.

Artificial grass					Concrete				
Water depth (mm)	n (s m ^{-1/3})				Water depth (mm)	n (s m ^{-1/3})			
	Rising limbs			Falling limb ($I = 0$)		Rising limbs			Falling limb ($I = 0$)
	$I = 410$	$I = 300$	$I = 210$			$I = 400$	$I = 265$	$I = 160$	
1	1.880	0.830	0.318	0.278	0.5	0.047	0.018	0.020	0.016
1.5	1.490	0.281	0.261	0.243	1	0.021	0.012	0.011	0.011
2	0.635	0.250	0.192	0.173	1.5	0.012	0.012	0.011	0.012
3	0.511	0.220	0.190	0.160	2	0.010	–	–	0.010
4	0.156	0.195	0.185	0.124	3	–	–	–	–
5	0.117	–	–	0.094	4	–	–	–	–

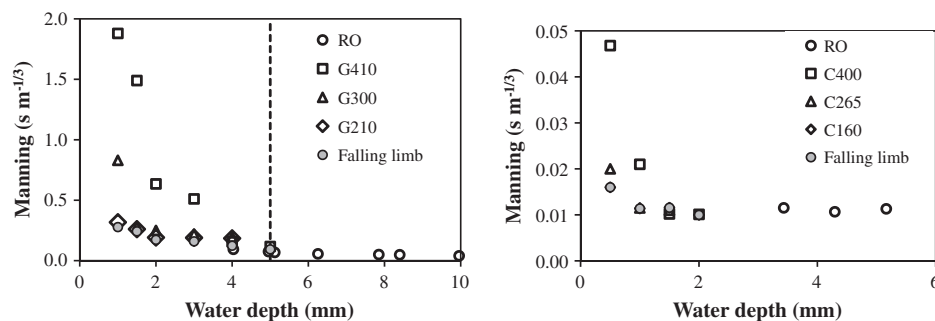


Fig. 11. Manning coefficients calibrated for grass (left) and concrete (right). Values obtained from runoff experiments (RO) and from rainfall–runoff experiments.

This is very clearly shown in Table 7, where higher values of the Manning coefficient correspond to higher rain intensities for the same water depth. Third, the increase in water depth diminishes the head losses caused by raindrops and therefore, the increase in Manning coefficient with rainfall intensity becomes less significant for higher water depth values. The increase in the value of the Manning coefficient is very relevant for small water depths. Its value for artificial grass is multiplied by a factor 20 when the water depth decreases from 5 to 1 mm. On the other hand, in the case of concrete the variation is only relevant for water depths lower than 1.5 mm.

The trend observed in the data calibrated from the rainfall–runoff experiments is in close agreement with the results obtained from the upstream–runoff experiments. As shown in Fig. 11, there is a smooth transition between both data sets.

In addition to the previous relation between the Manning coefficient and the water depth, its dependence with the Reynolds number was also studied using the relation given by Eq. (5).

Similar conclusions to the ones described for the water depth dependant formulation can be applied to the Reynolds dependant formulation. An important increase in Manning coefficient with rainfall intensity is observed for low Reynolds numbers in both concrete and grass surfaces (Figs. 12 and 13). The n_o doubles its value when comparing low and high rainfall intensity experiments (Table 8). The increase in Reynolds number attenuates the effect of raindrop impacts, decreasing the rainfall induced head losses as the Reynolds number increases. As it can be noticed in Figs. 12 and 13 the sensitivity of the Manning coefficient to the rainfall intensity descends as Reynolds number increases.

5.3. Numerical and experimental hydrographs

The hyetographs described in Table 2 were modelled with the three friction formulations, using the calibrated coefficients detailed in Tables 6–8 which respectively correspond to a constant Manning formulation, a water depth dependant formulation and

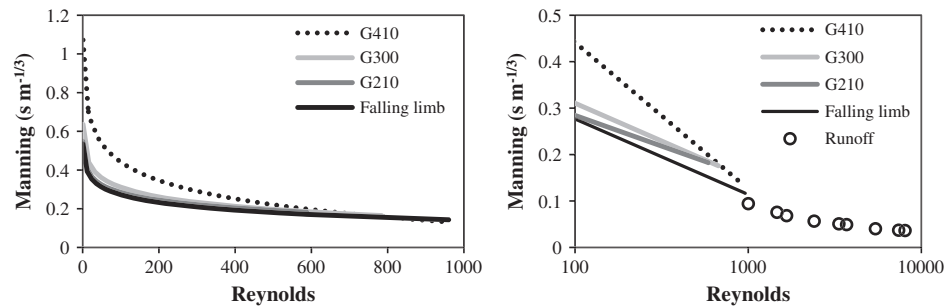


Fig. 12. Relation between Reynolds number and Manning coefficient for grass surface (left) and detailed results including runoff experiments (right).

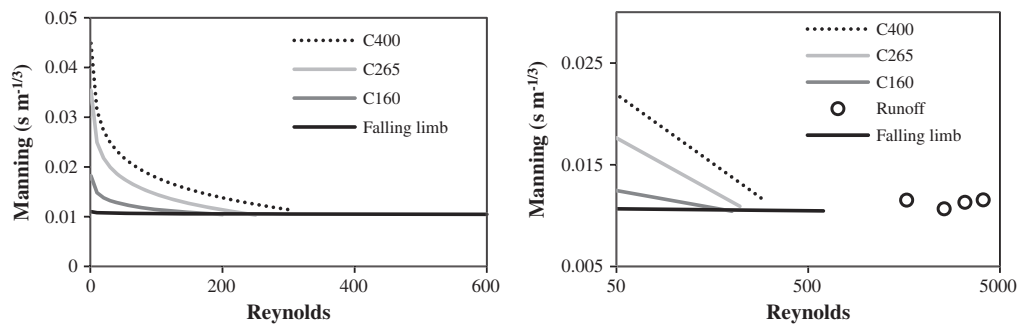


Fig. 13. Relation between Reynolds number and Manning coefficient for concrete surface (left) and detailed results including runoff experiments (right).

Table 8
Calibrated α and n_o coefficients corresponding to the experiments detailed in Table 2.

Experiment	Rising limb		Falling limb	
	α	n_o	α	n_o
<i>Grass</i>				
G410	0.137	1.072	0.0570	0.534
G300	0.071	0.636		
G210	0.057	0.548		
<i>Concrete</i>				
C400	0.0059	0.0449		
C265	0.0045	0.0354	0.00008	0.011
C160	0.0015	0.0182		

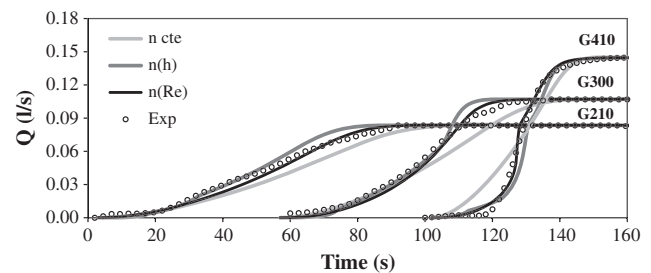


Fig. 14. Comparison between experimental and numerical rising limbs of the studied hydrographs for the artificial grass surface.

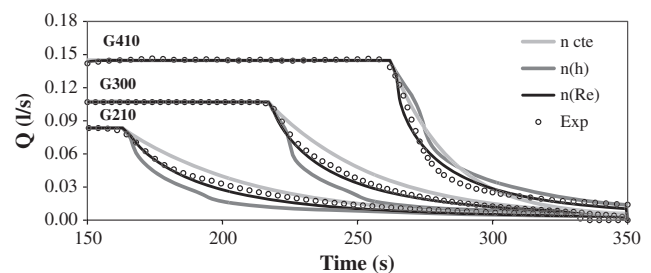


Fig. 15. Comparison between experimental and numerical falling limbs of the studied hydrographs for the artificial grass surface.

a Reynolds number dependant formulation. In the artificial grass experiments the hydrographs computed with the three proposed methodologies present important differences (Figs. 14 and 15). As mentioned before, a constant Manning formulation does not model accurately neither the falling nor the rising limb of any of the studied rain events. The numerical results obtained with the Reynolds dependant relation represent more accurately the experimental hydrographs than the depth dependant formulation. This improvement is more noticeable in the falling limb (Fig. 15), where the differences become higher as the outlet discharge become lower.

Runoff over the concrete surface (Figs. 16 and 17) is less sensitive to the bed friction formulation, although the best results are also achieved with the Reynolds dependant formulation, especially for the C400 hydrograph. This is because in this case the Manning coefficient is nearly independent of the Reynolds number and the water depth.

6. Conclusions

The characterisation of bed roughness in rainfall–runoff models based on the Saint–Venant equations has been studied using two sets of experiments. In the first set the Manning coefficient was

computed from direct measures of water depths and discharges under uniform runoff conditions. In the second set surface runoff was generated under different rainfall intensities, and three formulations for the Manning coefficient (constant, depth dependant and Reynolds number dependant) were calibrated using a numerical model. The rising and falling limbs of several hydrographs were calibrated separately to analyse the effect of rainfall intensity on the Manning coefficient.

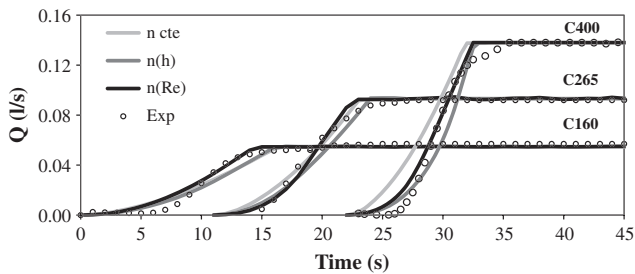


Fig. 16. Comparison between the experimental and numerical rising limbs for the concrete surface.

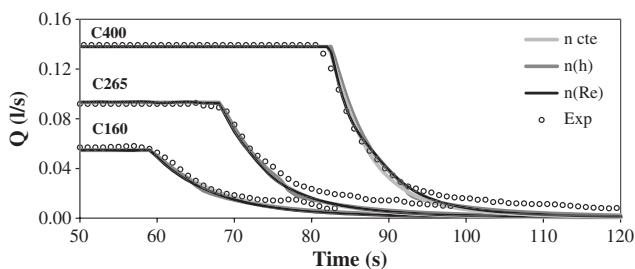


Fig. 17. Comparison between the experimental and numerical falling limbs for the concrete surface.

The results presented here show that there is a significant increase in the effective surface resistance, which is not captured by any standard bed friction formulation, when the water depth or Reynolds number fall below a given threshold. To represent adequately this effect it is necessary to increase the Manning coefficient when the water depth or the Reynolds number falls below this critical value. This effect is much stronger in artificial grass than in concrete surfaces. As the water depth increases, the standard Manning coefficients for river flow are recommended. In addition to this effect, rainfall contributes to increase the effective roughness coefficient because rain drops impacts increase the head losses. For the same water depth higher values of rain intensity imply higher head losses. This effect is very significant for low water depths. The effect of rainfall diminishes as the water depth and Reynolds number increase.

Simulations of the rainfall–runoff experiments using a constant bed roughness do not fit the rising and falling limbs of the experimental outlet hydrographs. Using the Reynolds dependant formulation produces more accurate results. A water depth dependant Manning coefficient gives better results than a constant coefficient, but not as good as the Reynolds dependant formulation. In addition, the calibration of the water depth dependant formulation is more tedious, without any improvement on the obtained results.

Considering a Manning coefficient which depends either on the Reynolds number or on the water depth becomes important in urban drainage applications, where small values of water depth are expected, as well as in the application of physically-based wash-off models, where first-flush pollution is dominated by very small and rapidly varying water depths and velocities during the rising limb of the hydrograph.

References

- Beven, K.J., 2001. *Rainfall–Runoff Modelling: The Primer*. John Wiley & Sons Ltd., New York.
- Candela, A., Noto, L.V., Aronica, G., 2005. Influence of surface roughness in hydrological response of semiarid catchments. *J. Hydrol.* 313, 119–131.
- Cea, L., Vázquez-Cendón, M.E., 2010. Unstructured finite volume discretisation of two-dimensional depth averaged shallow water equations with porosity. *Int. J. Numer. Meth. Fluids* 63 (8), 903–930.
- Cea, L., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E., 2007. Depth averaged modelling of turbulent shallow water flow with wet-dry fronts. *Arch. Comput. Methods Eng.* 14 (3), 303–341.
- Cea, L., Garrido, M., Puertas, J., 2010a. Experimental validation of two-dimensional depth-averaged models for forecasting rainfall–runoff from precipitation data in urban areas. *J. Hydrol.* 382, 88–102.
- Cea, L., Garrido, M., Puertas, J., Jácome, A., del Río, H., Suárez, J., 2010b. Overland flow computations in urban and industrial catchments from direct precipitation data using a two-dimensional shallow water model. *Water Sci. Technol.* 62 (9), 1998–2008.
- Chen, A.S., Djordjevic, S., Leandro, J., Savic, D., 2007. The urban inundation model with bidirectional flow interaction between 2D overland surface and 1D sewer networks. *NOVATECH 2007 Lyon*, Vol. 11, pp. 465–472.
- Chow, V.T., 1959. *Open Channel Flow*. McGraw-Hill Book Company, Singapore.
- Deletic, A., 2001. Modelling of water and sediment transport over grassed areas. *J. Hydrol.* 248, 168–182.
- Emmett, W.W., 1970. The hydraulics of overland flow on hill slopes. *US Geol. Surv. Prof. Pap.* 662-A, 47.
- Fewtrell, T.J., Bates, P.D., Horritt, M., Hunter, N.M., 2008. Evaluating the effect of scale in flood inundation modelling in urban environments. *Hydrol. Process.* 22, 5107–5118.
- Graf, W.H., Chhun, V.H., 1976. Manning's roughness for artificial grasses. *J. Irrig. Drain. Div.* 102 (4), 413–423.
- Hunter, N.M., Bates, P.D., Neelz, S., Pender, G., Villanueva, I., Wright, N.G., Liang, D., Falconer, R.A., Lin, B., Waller, S., Crossley, A.J., Mason, D.C., 2008. Benchmarking 2D hydraulic models for urban flooding. *ICE J. Water Manage.* 161 (1), 13–30.
- Izzard, C.F., 1942. Runoff from flight strips. *Proc. Highway Res. Board.* 22, 94–99.
- Katz, D.M., Watts, F.J., Burroughs, E.R., 1995. Effect of surface roughness and rainfall impact on overland flow. *J. Hydraul. Eng.* 121 (7), 546–553.
- Kivva, S.L., Zheleznyak, M.J., 2005. Two-dimensional modelling of rainfall runoff and sediment transport in small catchments areas. *Int. J. Fluid Mech. Res.* 32 (6), 703–716.
- Kouwen, N., 1988. Field estimation of the biomechanical properties of grass. *J. Hydrol. Res.* 26 (5), 559–568.
- Kouwen, N., Unny, 1973. Flexible roughness in open channels. *J. Hydraul. Div. Am. Soc. Civ. Eng.* 99, 713–728.
- Kouwen, N., Unny, T.E., Hill, H.M., 1969. Flow retardance in vegetated channels. *J. Irrig. Drain. Div.* 95, 329–342.
- Leandro, J., Chen, A., Djordjevic, S., Savic, D.A., 2009. A comparison of 1D/1D and 1D/2D coupled hydraulic models for urban flood simulation. *J. Hydraul. Eng.* 135 (6), 495–504.
- Maksimovic, C., Prodanovic, D., Boonya-aroonnet, S., Leitao, J., Djordjevic, S., Allitt, R., 2009. Overland flow and pathway analysis for modelling of urban pluvial flooding. *J. Hydraul. Res.* 47 (4), 512–523.
- Mignot, E., Paquier, A., Haider, S., 2006. Modeling floods in a dense urban area using 2D shallow water equations. *J. Hydrol.* 327, 186–199.
- Morgali, J.R., Linsley, R.K., 1965. Computer analysis of overland flow. *J. Hydraul. Div. Am. Soc. Civ. Eng.* 91 (HY3), 81–100.
- Moriasi, D.N., Arnold, J.G., Van Liew, M.W., Bingner, R.L., Harmel, R.D., Veith, T.L., 2007. Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. *Trans. ASABE* 50 (3), 885–900.
- Nash, J.E., Sutcliffe, J.V., 1970. River flow forecasting through conceptual models: Part 1. A discussion of principles. *J. Hydrol.* 10 (3), 282–290.
- Navas, A., Alberto, F., Machín, J., Galán, A., 1990. Design and operation of a rainfall simulator for field studies of runoff and soil erosion. *Soil Technol.* 3, 385–397.
- Pan, A., Hou, A., Tian, F., Ni, G., Hu, H., 2011. A hydrologically-enhanced distributed urban drainage model and its application to Beijing city. *J. Hydrol. Eng.* [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000491](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000491).
- Rossman, L.A., 2009. *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.0*. Environmental Protection Agency Handbook. USEPA, Cincinnati, Ohio.
- Sanders, B.F., Schubert, J.E., Gallegos, H.A., 2008. Integral formulation of shallow-water equations with anisotropic porosity for urban flood modelling. *J. Hydrol.* 362, 19–38.
- Schubert, J.E., Sanders, B.F., Smith, M.J., Wright, N.G., 2008. Unstructured mesh generation and landcover-based resistance for hydrodynamic modeling of urban flooding. *Adv. Water Resour.* 31 (12), 1603–1621.
- Shaw, S.B., Walter, M.T., Steenhuis, T.S., 2006. A physical model of particulate wash-off from rough impervious surfaces. *J. Hydrol.* 327, 618–626.
- Shaw, S.B., Parlange, J.Y., Lebowitz, M., Walter, M.T., 2009. Accounting for surface roughness in a physically-based urban wash-off model. *J. Hydrol.* 367, 79–85.
- Soares-Fraza, S., Lhomme, J., Guinot, V., Zech, Y., 2008. Two dimensional shallow-water model with porosity for urban flood. *J. Hydraul. Res.* 46 (1), 45–64.
- Tayfur, G., Kavvas, M.L., Govindaraju, R.S., Storm, D.E., 1993. Applicability of St. Venant equations for two-dimensional overland flows over rough infiltrating surfaces. *J. Hydraul. Eng.* 119 (1), 51–63.
- USDA, SCS, 1972. *National Engineering Handbook, Section 4: Hydrology*. Washington, DC.
- Vojinovic, Z., Tutulic, D., 2009. On the use of 1D and coupled 1D–2D modelling approaches for assessment of flood damage in urban areas. *Urban Water J.* 6 (3), 183–199.
- Wilson, C.A.M.E., Horritt, M.S., 2002. Measuring the flow resistance of submerged grass. *Hydrol. Process.* 16 (13), 2589–2598.
- Yan, M., Kahawita, R., 2007. Simulating the evolution of non-point source pollutants in a shallow water environment. *Chemosphere* 67, 879–885.
- Zhang, W., Cundy, T.W., 1989. Modelling of two-dimensional overland flow. *Water Resour. Res.* 25, 2019–2035.

Nonintrusive Method to Compute Water Discharge in Pipes with a Low Depth-to-Diameter Ratio Using Ultrasonic Doppler Velocimetry

I. Fraga¹; L. Cea²; J. Puertas³; and J. Anta⁴

Abstract: A nonintrusive method to calculate water depth and discharge in partially full pipes using data from a single ultrasonic Doppler velocimeter (UDV) profiler is presented. The position of the free surface is identified from the velocity profiles measured with the UDV. The flow discharge is computed from an approximated parameterization of the velocity field in the cross-section, using a single measured velocity profile. The proposed methodology was applied to steady and unsteady flow conditions in two different pipes with diameters of 90 and 200 mm, and depth-to-diameter ratios up to 0.35. Under these conditions, the water depth and discharge were measured with mean absolute errors of 1 mm and 0.1 L/s in the 90-mm pipe and 0.5 mm and 0.05 L/s in the 200-mm pipe. These errors are almost independent of the discharge. DOI: [10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000982](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000982). © 2014 American Society of Civil Engineers.

Author keywords: Ultrasonic Doppler velocimetry; Flow discharge measurement; Non-intrusive measurement; Partially full pipes; Urban drainage.

Introduction

An accurate determination of the flow rate in partially full pipes is as a major necessity but also a difficult task. Conventional flow metering methods (such as area-velocity or turbine flow meters) present important limitations as they usually require strict conditions to obtain accurate results, such as long straight pipes and high water depths, among others (Mori et al. 2002). Because of these restrictions, the use of ultrasonic Doppler velocimetry has become increasingly popular in measuring velocity profiles and water discharges in pipes. In this context, the main advantage of an ultrasonic Doppler velocimeter (UDV) profiler is its capacity to measure in a nonintrusive way velocity profiles, with the data rate being virtually independent of the seeding concentration of particles in the water. A detailed description of UDV techniques can be found in Takeda (1990, 1995, 1999, 2012) and Lemmin and Rolland (1997).

The capabilities of the UDV have resulted in many advances and studies in recent years, most of which have focused on pressurized flows. Mori et al. (2002) and Wada et al. (2004) developed methods to compute the flow rate in pressurized pipes integrating the instantaneous velocity profiles measured with the UDV, with relative

errors in the computed discharge below 1%. In free surface flows, most of the research concerns the interaction between air bubbles and water (Suzuki et al. 2002; Murai et al. 2006) and its effects on the UDV velocity measurements (Longo 2006).

This technical note proposes a methodology to compute the water discharge in partially full pipes with low depth-to-diameter ratios using a single UDV profiler, which measures the velocity of the fluid at several sampling volumes in an axial profile. The aim is to evaluate the possibility of using a single UDV profiler as a non-intrusive discharge-measuring device in partially full pipes, and to quantify the accuracy of the discharge measures. The position of the free surface is identified using the velocity profiles measured with the UDV, and the discharge is computed from a simplified parameterization of the velocity field in the cross-section. The methodology was calibrated and validated using experimental data obtained in the laboratory in two pipes of 90 and 200 mm diameter.

Experimental Setup

The experimental setup consists of the pipeline shown in Fig. 1. Water is pumped from a tank (1), flows through a valve (2), and is discharged into a manhole (3). From the manhole, water flows into pipes 1 and 2 and discharges into a cylindrical basin (6) with a pressure sensor (7). The characteristics of the pipes are detailed in Table 1.

The water discharge at the line outlet is evaluated from the time variation of the water volume in the cylindrical basin where the pipe spills. The water depth at the basin is measured with a pressure sensor at a frequency of 1 Hz.

Four meters downstream of the manhole in pipe 1, and at the central point of pipe 2, small orifices are opened on the top of the pipe to install ultrasonic distance sensors with a clamp-on system, pointing toward the bottom of the pipes to measure the water depth. The recording frequency of these sensors is 2 Hz. At the same position where the distance sensors are located, two DOP2000 (Signal Processing, Savigny, Switzerland) UDVs are secured with brackets to the bottom of the pipes pointing at the center of each

¹Environmental and Water Engineering Group (GEAMA), E.T.S. Caminos, Universidade de A Coruña, Campus Elviña s/n, 15071 A Coruña, Spain (corresponding author). E-mail: ignacio.fraga@udc.es

²Environmental and Water Engineering Group (GEAMA), E.T.S. Caminos, Universidade de A Coruña, Campus Elviña s/n, 15071 A Coruña, Spain. E-mail: luis.cea@udc.es

³Environmental and Water Engineering Group (GEAMA), E.T.S. Caminos, Universidade de A Coruña, Campus Elviña s/n, 15071 A Coruña, Spain. E-mail: jpuertas@udc.es

⁴Environmental and Water Engineering Group (GEAMA), E.T.S. Caminos, Universidade de A Coruña, Campus Elviña s/n, 15071 A Coruña, Spain. E-mail: janta@udc.es

Note. This manuscript was submitted on February 21, 2014; approved on October 23, 2014; published online on November 19, 2014. Discussion period open until April 19, 2015; separate discussions must be submitted for individual papers. This technical note is part of the *Journal of Hydraulic Engineering*, © ASCE, ISSN 0733-9429/06014024(5)/\$25.00.

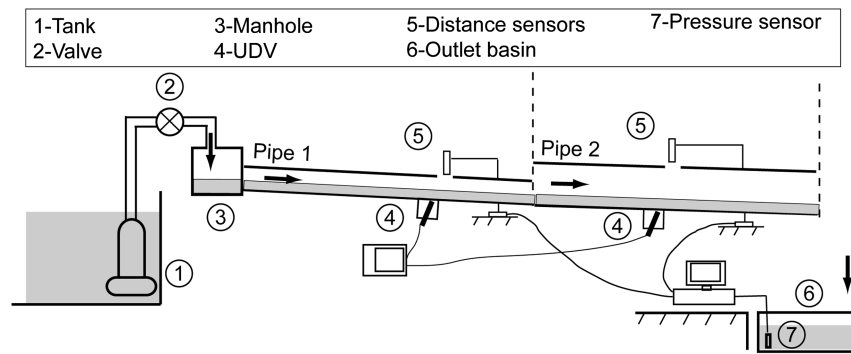


Fig. 1. Schematic representation of the experimental setup

Table 1. Characteristics of the Pipes Used in the Experimental Setup

Pipe	Exterior diameter (mm)	Pipe wall thickness (mm)	Material	Slope (%)	Length (m)
1	90	2.5	Polypropylene	1.75	5
2	200	4.9	PVC	0.87	6

pipe. The angle between the probes and the pipe longitudinal axis (α in Fig. 2) is 65° . As pointed out in Yokoyama et al. (2004), small inaccuracies in the angle of the UDV transducer can be the main cause of error when computing discharges from measured velocities. In the results presented in this work, a deviation of only 1° implies an error of approximately 5% on the computed discharge. An accurate setup of the probe angle is therefore of great importance.

The transducers are in contact with the pipe wall, and the gap between the probe and the wall is filled with a gel (AquaGel 100, Parker Laboratories, Fairfield, New Jersey) that works as a coupling medium to allow propagation of the ultrasonic waves. The angles between the ultrasonic beam and the pipe longitudinal axis in both the pipe wall and the liquid (θ and β in Fig. 2) are computed from the refraction law, taking into account the sound celerity of the pipe wall, the ultrasonic gel, and the liquid.

Methodology

Data Treatment

Despiking

Raw data from the UDV contain corrupt information that needs to be filtered, mainly because of the Doppler noise and the aliasing of

the signal. Several studies have been published in which different despiking techniques are proposed and compared (Cea et al. 2007; Jesson et al. 2013). In the present study, the filter proposed by Goring and Nikora (2002) was used to detect and remove spikes from the raw velocity data registered with the UDV transducers.

Velocity Projection

The UDV gives the velocity component in the beam axis direction. Measured velocities are projected in the pipe longitudinal direction, assuming that the water flows parallel to the pipe axis.

Distance Correction

The correction proposed in Wang et al. (2003) is applied to the raw distances measured with the UDV to take into account the different sound celerity in the pipe wall, the ultrasonic gel, and the liquid. The correction introduces an offset in the position of the sampling volumes due to the different celerities of the ultrasonic waves in the ultrasonic gel and the pipe wall. The real distance traveled by the ultrasonic beam is computed as

$$d = d_g + d_w + \left(\frac{d^*}{c_L \sin \alpha} - \frac{d_g}{c_g \sin \alpha} - \frac{d_w}{c_w \sin \beta} \right) c_L \sin \theta \quad (1)$$

where c_w , c_g , and c_L = sound celerities in the pipe wall, the ultrasonic gel, and the liquid, respectively; d = real distance traveled by the ultrasonic beam; d^* = raw distance measured by the UDV; and d_g and d_w = distances traveled by the ultrasonic waves along the ultrasonic gel and the pipe wall (Fig. 2).

Measurement Volume Correction

The correction proposed in Nowak (2002) is used at the sampling volumes in contact with the pipe wall and with the free surface. This correction takes into account that at the interface between

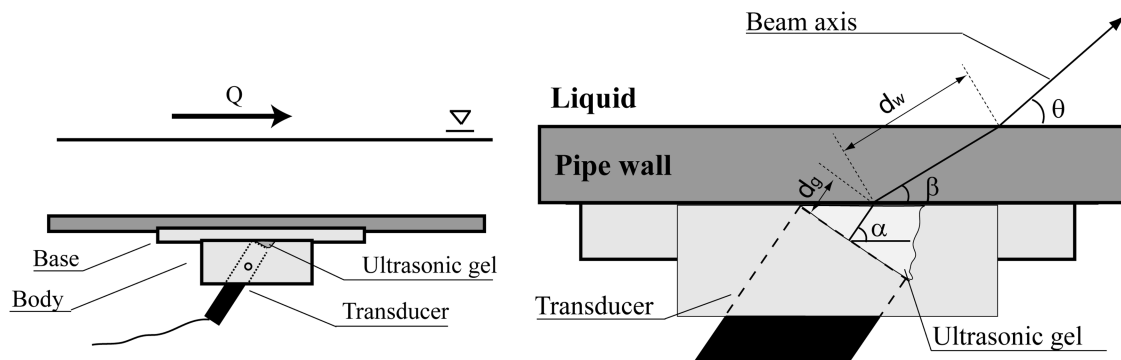


Fig. 2. Scheme of the UDV transducers setup

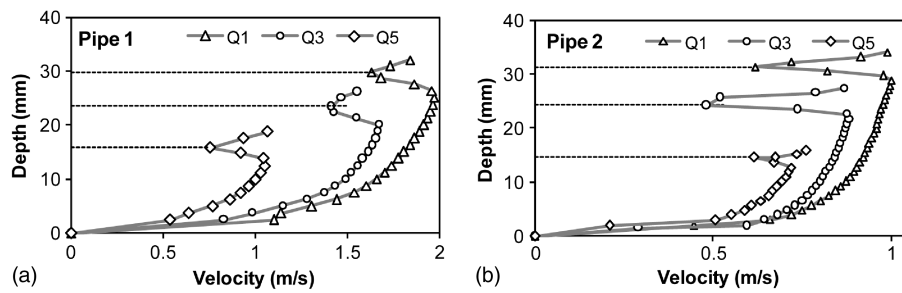


Fig. 3. Velocity profiles in pipes 1 (a) and 2 (b) for water discharges Q_1 , Q_3 , and Q_5 (Table 2); dashed lines correspond to d_{UDV}

media (liquid–air and liquid–pipe wall) only part of the sampling volume is located inside the fluid. The correction consists in assigning the measured velocity to the centroid of only the volume located inside the fluid instead of the mass center of the whole sampling volume.

Position of the Free Surface

The position of the free surface is determined from the velocity profiles measured with the UDV. To calibrate the methodology, the water depth was additionally measured with the ultrasonic distance sensors.

The velocity profile measured with the UDV has a local minimum just above the maximum velocity in the profile (Fig. 3). The position of this minimum, referred to as d_{UDV} in Table 2, is in close agreement with the position of the free surface measured with the distance sensor (d_M in Table 2). Therefore, a simple criterion to evaluate the water depth from the UDV measurements is to locate the free surface at the position of this minimum. The ratio between the water depth corresponding to the maximum velocity and d_{UDV} is similar in all the profiles registered, with values of approximately 0.85 and 0.9 in pipes 1 and 2, respectively.

The water depths obtained with this criterion are compared in Table 2 with those computed with the method described in Murai et al. (2006), in which the free surface is identified using the Sobel filter on the velocity profiles. The Sobel filter overestimates in all cases the water depth, the mean absolute error (MAE) being 2.65 and 1.09 mm in pipes 1 and 2, respectively. With the proposed criterion, the MAE is reduced to 0.94 and 0.47 mm in pipes 1 and 2, respectively.

Parameterization of the Velocity Field

To compute the discharge in a pipe cross section, it is necessary to integrate the velocity field in the wet section. Since in partially full pipes the flow is not axisymmetric, a parameterization of the velocity field is needed to estimate the velocity distribution from a single profile. Most of the existing methods to estimate the velocity

distribution in pipes and open channels are based on probabilistic and entropy-maximization approaches, such as the ones described in Marini et al. (2011), Chiu (1988), and Chiu and Hsu (2006). These methods assume that the discharge and the mean velocity in the cross section are known and, therefore, they cannot be applied to evaluate the discharge from a single velocity profile.

This study proposes a parameterization of the velocity distribution given by a series of isovelocity curves defined from each sampling volume of the UDV in the following way. If the velocity in a sampling volume is lower than the velocity at the free surface, the corresponding isovelocity curve is defined as an arc with the same center as the pipe cross section and a radius defined by Eq. (2). This is the case of the isovelocity curve 1 in Fig. 4. In the sampling volumes in which the velocity is higher than the velocity at the free surface, the isovelocity curve is defined by an arc concentric to the pipe cross-section and a chord parallel to the free surface. This is the case for the isovelocity curve 2 in Fig. 4, which is defined by Eqs. (2) and (3). It should be noted that this parameterization is just an approximation of the real velocity distribution in partially full pipes with a low depth-to-diameter ratio, the aim being to evaluate the discharge and not to reproduce the exact velocity field. The advantages of the proposed parameterization are its simplicity, that it does not rely on any calibration parameter, and that it gives quite accurate discharge estimations, as will be shown in the following sections:

$$R_1 = R_{\text{pipe}} - d_1 \quad \varphi = 2 \cdot a \cos \left(\frac{R_{\text{pipe}} - d_{UDV}}{R_{\text{pipe}} - d_1} \right) \quad (2)$$

$$R_2 = R_{\text{pipe}} - d_{2A} \quad \varphi = 2 \cdot a \cos \left(\frac{R_{\text{pipe}} - d_{2B}}{R_{\text{pipe}} - d_{2A}} \right) \quad (3)$$

From the velocity parameterization given by Eq. (2) and (3), the discharge is computed as

$$Q = \sum_{i=1}^{n-1} (A_{i+1} - A_i) \left(\frac{V_{i+1} + V_i}{2} \right) \quad (4)$$

Table 2. Water Depths Measured with the Ultrasonic Distance Sensor (d_M), Obtained from the UDV Profiles (d_{UDV}), and Computed with the Sobel Filter (d_S); Φ_{int} Is the Interior Diameter of the Pipe

Q (L/s)	Water depths in pipe 1				Water depths in pipe 2			
	d_M (mm)	d_M/Φ_{int} (%)	d_{UDV} (mm)	d_S (mm)	d_M (mm)	d_M/Φ_{int} (%)	d_{UDV} (mm)	d_S (mm)
2.55	28.27	33.3	28.77	29.99	31.33	14.9	30.51	31.39
2.08	23.94	28.2	25.10	27.55	28.52	12.6	28.77	29.64
1.63	21.18	24.9	22.66	25.10	24.67	11.1	24.40	26.15
0.99	18.41	21.7	19.66	20.88	19.30	9.7	20.03	20.91
0.54	15.00	17.6	15.32	16.54	13.64	7.9	13.92	14.80

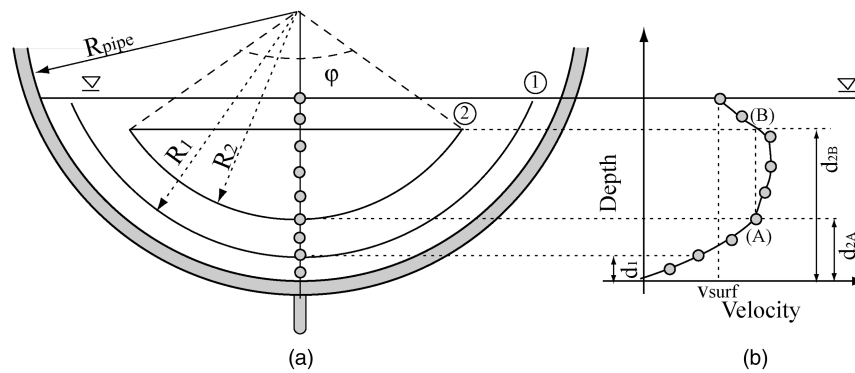


Fig. 4. Parameterization of the isovelocity curves (a) from the measured velocity profile with the UDV (b); the dots in the velocity profile represent sampling volumes

where A_i = area inside the i th isovelocity curve; V_i = velocity of the i th isovelocity curve; and n = number of isovelocity curves, which is equal to the number of sampling points of the central UDV.

Results under Steady-State Conditions

The previous methodology was calibrated under steady conditions for the discharges shown in Table 3. In all cases, the velocity profiles were measured for 20 s with a measuring frequency of 10 Hz, resulting in 200 profiles per discharge. In both pipes, the mean absolute relative error (MARE) on the computed discharges is below 5%, with a slightly better performance in pipe 1.

In the results presented in Table 3, if the correction proposed by Wang et al. (2003) is not applied the computed discharge decreases. For the lowest discharge this decrease is almost 2% and 7% in pipes 1 and 2, respectively, while the effect of the correction nearly halves for the highest discharge. On the contrary,

if the correction proposed by Nowak (2002) is ignored, the computed discharges increase approximately 8% in both pipes for the lowest discharge. The increase is reduced to 1.8% and 0.4% in pipes 1 and 2, respectively, for the highest discharges. It is interesting to note that when both of the corrections are considered, the impact on the computed discharge is reduced since they have the opposite effect.

Validation under Unsteady Conditions

The proposed methodology was validated under unsteady conditions with a discharge increasing from zero to 2 L/s in 130 s and then decreasing again to zero (Fig. 5). The maximum depth-to-diameter ratios achieved during the validation were 0.35 and 0.14 in pipes 1 and 2, respectively. Velocity profiles were measured with a sampling frequency of 10 Hz and averaged over 1 s in order to evaluate the outlet hydrograph with a frequency of 1 Hz.

The outlet hydrograph computed from the UDV data is compared against the discharges measured at the pipe line outlet in Fig. 5. The global agreement is very satisfactory, especially in pipe 2. Differences between computed and measured discharges alternate positive and negative values in both pipes with no noticeable bias (the mean errors on the discharge are 0.0180 and 0.0002 L/s in pipes 1 and 2, respectively). It is also interesting to note that there is no significant trend in the absolute error as the discharge increases, which implies that the relative error diminishes as the discharge increases. The mean errors in the computed discharge during the whole experiment are shown in Table 4.

Table 3. Discharges Computed with the Proposed Parameterization

Q (L/s)	Computed discharges	
	pipe 1 (L/s)	Pipe 2 (L/s)
2.55	2.59 (1.7%)	2.44 (−4.2%)
2.08	2.04 (−2.1%)	2.14 (2.8%)
1.63	1.52 (−6.8%)	1.48 (−9.1%)
0.99	0.97 (−2.2%)	0.98 (−1.2%)
0.54	0.56 (3.0%)	0.57 (4.3%)
Mean absolute relative error	3.1%	4.3%

Note: Relative errors are shown in parentheses.

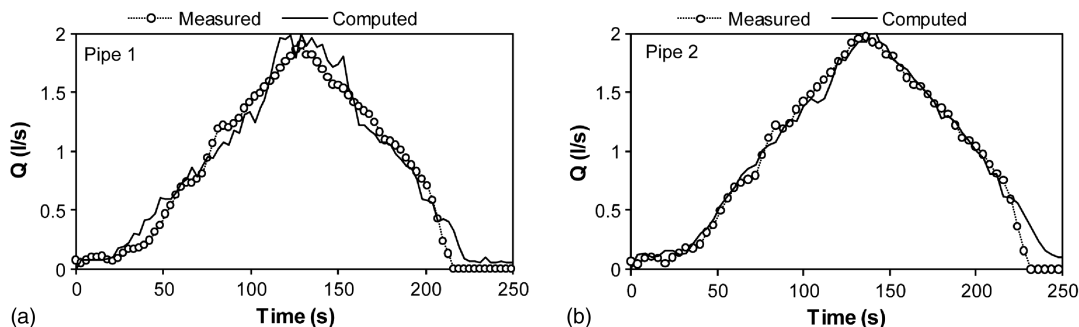


Fig. 5. Hydrographs in pipes 1 (a) and 2 (b) directly measured and computed from UDV measurements

Table 4. Mean Errors and Standard Deviation of the Error in the Computed Discharge

Pipe	Mean absolute error (L/s)	Mean error (L/s)	Error standard deviation (L/s)
1	0.1050	−0.0180	0.1192
2	0.0520	−0.0002	0.0712

Conclusions

A methodology to compute the water depth and flow rate in partially full pipes with a low depth-to-diameter ratio using data from a single ultrasonic Doppler velocimeter profiler was presented. The methodology was tested under steady and unsteady conditions in two pipes of 90 and 200 mm diameter. Discharge and water depth ranged up to 2.5 L/s and 31 mm, with depth-to-diameter ratios up to 0.35. Absolute errors on the water depth are below 1 and 0.5 mm in the 90- and 200-mm pipes, respectively. Regarding the water discharge, errors are higher in the 90-mm pipe, where they reach values of 0.1 L/s, while in pipe 2 errors nearly halve. No clear trend was observed between the accuracy of the methodology and the flow rate.

Although the proposed methodology has only been tested in 90-mm and 200-mm diameter pipes, it might be applicable to larger pipes. However, its application to hydraulic conditions different from the ones presented in this paper, especially in terms of the water depth-to-diameter ratio, may need a different parameterization of the velocity field in the cross-section to ensure that the discharge is properly computed.

References

- Cea, L., Puertas, J., and Pena, L. (2007). "Velocity measurements on highly turbulent free surface flow using ADV." *Exp. Fluids*, 42(3), 333–348.
- Chiu, C. L. (1988). "Entropy and 2-D velocity distribution in open channels." *J. Hydraul. Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9429(1988)114:7(738), 738–756.
- Chiu, C. L., and Hsu, S. M. (2006). "Probabilistic approach to modeling of velocity distributions in fluid flows." *J. Hydrol.*, 316(1), 28–42.
- Goring, D. G., and Nikora, V. I. (2002). "Despiking acoustic Doppler velocimeter data." *J. Hydraul. Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9429(2002)128:1(117), 117–126.
- Jesson, M., Sterling, M., and Bridgeman, J. (2013). "Despiking velocity time-series—Optimisation through the combination of spike detection and replacement methods." *Flow Meas. Instrum.*, 30, 45–51.
- Lemmin, U., and Rolland, T. (1997). "Acoustic velocity profiler for laboratory and field studies." *J. Hydraul. Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9429(1997)123:12(1089), 1089–1098.
- Longo, S. (2006). "The effects of air bubbles on ultrasound velocity measurements." *Exp. Fluids*, 41(4), 593–602.
- Marini, G., De Martino, G., Fontana, N., Fiorentino, M., and Singh, V. P. (2011). "Entropy approach for 2D velocity distribution in open-channel flow." *J. Hydraul. Res.*, 49(6), 784–790.
- Mori, M., Takeda, Y., Taishi, T., Furuichi, N., Aritomi, M., and Kikura, H. (2002). "Development of a novel flow metering system using ultrasonic velocity profile measurement." *Exp. Fluids*, 32(2), 153–160.
- Murai, Y., Fujii, H., Tasaka, Y., and Takeda, Y. (2006). "Turbulent bubbly channel flow investigated by ultrasound velocity profiler." *J. Fluid. Sci. Tech.*, 1(1), 12–23.
- Nowak, M. (2002). "Wall shear stress measurement in a turbulent pipe flow using ultrasound Doppler velocimetry." *Exp. Fluids*, 33(2), 249–255.
- Suzuki, Y., Nakagawa, M., Aritomi, M., Murakawa, H., Kikura, H., and Mori, M. (2002). "Microstructure of the flow field around a bubble in counter-current bubbly flow." *Exp. Therm. Fluid Sci.*, 26(2–4), 221–227.
- Takeda, Y. (1990). "Development of ultrasound velocity profile monitor." *Nucl. Eng. Des.*, 126(2), 277–284.
- Takeda, Y. (1995). "Velocity profile measurement by ultrasonic Doppler method." *Exp. Therm. Fluid Sci.*, 10(4), 444–453.
- Takeda, Y. (1999). "Ultrasonic Doppler method or velocity profile measurement in fluid dynamics and fluid engineering." *Exp. Fluids*, 26(3), 177–178.
- Takeda, Y. (2012). *Ultrasonic Doppler velocity profiler for fluid flow*, Springer, Tokyo.
- Wada, S., Kikura, H., Aritomi, M., Mori, M., and Takeda, Y. (2004). "Development of pulse ultrasonic Doppler method for flow rate measurement in power plant multilines flow rate measurement on metal pipe." *J. Nucl. Sci. Technol.*, 41(3), 339–346.
- Wang, T., Wang, J., Ren, F., and Jin, Y. (2003). "Application of Doppler ultrasound velocimetry in multiphase flow." *Chem. Eng. J.*, 92(1), 111–122.
- Yokoyama, K., Kashiwaguma, N., Okubo, T., and Takeda, Y. (2004). "Flow measurement in an open channel by UVP." *Proc., ISUD*, Vol. 4, Hokkaido Univ., Sapporo, Japan, 204–210.

Validation of a 1D-2D dual drainage model under unsteady part-full and surcharged sewer conditions

Ignacio Fraga^a, Luis Cea^b, Jerónimo Puertas^c

^aignacio.fraga@udc.es *Environmental and Water Engineering Group, Departamento de Métodos Matemáticos y de Representación, Universidade da Coruña, Spain, E.T.S Caminos Canales y Puertos, Campus Elviña s/n, 15071 A Coruña, Spain. +34 981167000-1427. Corresponding author*

^bluis.cea@udc.es *Environmental and Water Engineering Group, Departamento de Métodos Matemáticos y de Representación, Universidade da Coruña, Spain*

^cjpuertas@udc.es *Environmental and Water Engineering Group, Departamento de Métodos Matemáticos y de Representación, Universidade da Coruña, Spain*

Abstract

This paper presents a 1D-2D dual drainage model to compute the rainfall-runoff transformation in urban environments. Overland flow in major drainage systems is modelled with the 2D shallow water equations, whereas the flow in a sewer network is computed with the 1D Saint-Venant equations using the two-component pressure approach to model pressure- flow conditions. The surface and sewer network models are linked through manholes, which allow water interchange in both directions. A new series of rainfall-runoff experiments in a real-scale physical model of a street section is used to validate the model under unsteady part-full and pressure flow conditions. The experimental measurements of water depth and discharge at several locations in a drainage network show very satisfactory performance of the numerical model.

Keywords: Rainfall runoff, Storm water modelling, Urban drainage

Introduction

The vulnerability of urban environments to flood events has increased in the last decades as a result of numerous factors. Rapid urbanisation and changes in land use have been pointed out by Butler and Davies (2004) and Wu *et al.* (2012) as two of the most important causes, triggered by the increasing occurrences of extreme rainfall due to climate changes (Arnbjerg-Nielsen 2012). Moreover, many drainage and sewer systems were constructed decades ago and were designed for conditions different to those experienced at present, resulting in insufficient hydraulic capacity (Butler and Davies 2004). The significant economic costs and losses of lives caused by floods due to inadequate drainage and sewer system capacity resulted in an increasing interest in the development of tools to understand and predict the processes involved in urban drainage. This interest has led to the development of a large number of so-called dual drainage models, which simulate the coupling between the minor (sewer network) and major (surface flow paths and ponds) drainage systems. An extended review of these models can be found in Zoppou (2001) and Jacobson (2011). All these models use a 1D approach to compute the hydrodynamic of a sewer network using either the diffusive wave approximation or the 1D Saint-Venant equations. The main difference between them is on how the surface flow and the interaction with the sewer network are modelled. The first models were based on a 1D approach for both the minor and major drainage systems, modelling the urban surface as a series of ponds and open channels linked to the sewer network via weir and orifice elements (Mark *et al.* 2004). This approach is still used by many broadly accepted models such as MOUSE (DHI Group 2008), InfoWorks-CS or the Storm Water Management Model (SWMM) (Rossman *et al.* 2010), and several authors have reported satisfactory results after calibration (Horrit and Bates 2002, Paquier *et al.* 2003). However, an important drawback of using the

1D models for surface drainage systems is the fact that channels have to be manually defined, and therefore, the flow direction in the surface is determined prior to any calculation. Although advances have been made to more accurately determine the flow paths (Maksimovic *et al.* 2009), the 1D models become less accurate when the flow is not confined and the lateral dispersion of the flood wave becomes significant; In such cases better results are obtained with the 2D models under the same calibration effort (Mark *et al.* 2004, van Dick *et al.* 2014). The flow complexity in urban environments due to irregular geometries and the significant effect of small geometrical discontinuities such as curbs have been highlighted by Vojinovic and Tutulic (2009) and were both confirmed experimentally (Testa *et al.* 2007) and numerically (Soares-Frazao *et al.* 2008). An important limitation of the 2D models is that they are computationally more expensive than the 1D models. Lhomme *et al.* (2006) and Leandro *et al.* (2009) reported computation times that are one order of magnitude higher for the models using the 2D approach on surface drainage than the 1D models. However, recent developments in parallelisation techniques have made possible the application of 2D hydraulic models to very large areas with a relatively low computational time (Neal *et al.* 2009, Sanders *et al.* 2010, Altinakar and McGrath 2012, Leandro *et al.* 2014, Smith *et al.* 2014, Vacondio *et al.* 2014).

The calibration and validation of all these dual drainage models have been importantly conditioned by the availability of experimental data. Rain events that surcharge the sewer network are appropriate to analyze not only the response of both surface and sewer network models but also the interaction between them. However, these rain events are difficult to monitor and accurate data are scarce. Hsu *et al.* (2000), Chen *et al.* (2005), and Seyoum *et al.* (2011) validated dual drainage models with a 2D approach of the surface flow by comparing the computed flood extent with visual observations. Leandro *et al.*

(2011) calibrated a 1D surface drainage model using the inflows at the manholes and the inundation maps computed by a 2D model as calibration data. Djordjevic *et al.* (2005) presented the experimental validation of the SIPSON model, which uses a 1D approach for the surface flow, with maximum water depths observed in the surface and the discharges measured at the sewer outlet of a 15-ha catchment.

The present paper presents the validation of a 1D/2D dual drainage model using a series of laboratory experiments. The surface drainage model computes the water depth and the velocity fields by solving the 2D shallow water equations using the finite volume scheme presented in (Cea and Vázquez-Cendón 2010, 2012). The sewer network model solves the 1D Saint-Venant equations using the two-component pressure approach (TPA) for transient flow in storm sewers described in Sanders and Bradford (2010). Both models are linked through manholes, and the mass interchange between the surface and the sewer network is computed following the work of Chen *et al.* (2007). The dual drainage model is validated in a real-scale physical model of a street section in which different rain events are generated. The interaction between the surface and the sewer network is analysed for both part-full and pressure-flow conditions. The model correctly simulates the transition from free surface to pressure flow in the sewer network, and the surcharge effect in the surface water depths shows a very satisfactory agreement between the computed and measured water depths and discharges.

Dual drainage model

Surface drainage model

The surface drainage model solves the 2D shallow water equations to compute

the water depth and velocity fields. The equations are solved with a finite volume solver which implements a second order MUSCL extension of the Roe scheme (Roe, 1986). A detailed description of the numerical schemes implemented in the surface drainage model has already been presented in previous publications by the authors (Cea and Vázquez-Cendón, 2012) and is not included here. The numerical model has been validated under overland flow conditions, including rainfall–runoff transformation, in Cea *et al.* (2010a, 2010b, 2014), where it has proved to efficiently deal with some of the main numerical difficulties that appear in the modelling of overland flow, including the presence of highly unsteady wet–dry fronts, shallow water depths, and high bed friction.

Sewer network model

The sewer network model solves the 1D shallow water equations in pipe networks for both free surface and pressure flow conditions using a finite volume approach. For the pressure flows, the two-component pressure approach (TPA) described in Vasconcelos *et al.* (2006) and Sanders and Bradford (2010) is used.

Pipe flow equations

The shallow water equations in a 1D channel with no lateral inflows can be expressed in a differential form as

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} + I \right)}{\partial x} = -gA \frac{dI}{dx} - \left(gn^2 R_h^{-1/3} \right) \frac{PQ|Q|}{A^2} \quad (2)$$

where A is the wet cross-sectional area, Q is the water discharge, x is the distance along the pipe, t is the time, g is the gravitational constant, n is the Manning

coefficient, R_h is the hydraulic radius, P is the wet perimeter, and I accounts for the hydrostatic pressure. Equations (1) and (2) are discretised using an explicit Goudunov-type finite volume scheme. The numerical scheme ensures mass conservation and numerical stability even when the water depth approaches zero to properly deal with the wetting and drying of the sewers.

Numerical flux discretisation

The numerical fluxes at the cell edges are computed using the modified version of the Harten, Lax, and van Leer (HLL) Riemann solver described in Sanders and Bradford (2010), which considers free surface and pressure flow conditions to compute the flux of the mass and momentum between adjacent finite volumes. At the boundaries between the pipes and junctions, the decision tree described in Sanders and Bradford (2010) is implemented to add different mathematical constraints depending on the flow regime immediately inside the pipe and the water level at the junction.

Source terms

The bed slope and friction source terms (which are respectively the first and second terms on the right side of Equation (2)) are discretised using the stationary-preserving method described in Sanders and Bradford (2010) and Capart *et al.* (2003). The bed slope source term is explicitly computed. Bed friction is the only term in Equation (2) that is computed with a semi-implicit scheme, which is a quite common technique to avoid numerical instabilities when the water depth approaches zero (Wu 2004, Sanders *et al.* 2008, Begnudelli *et al.* 2008, Liang and Marche 2009, Cea and Vázquez-Cendón 2012).

Junctions

Junctions are discretised following the approach included in the SWMM (Rossman 2010). This approach considers that junctions are momentumless, and therefore, only the conservation of mass is evaluated. The water volume in the junction is computed as

$$V_j^{n+1} = V_j^n + \sum_k Q_k^n \Delta t_{1D} - Q_{1D/2D}^n \Delta t_{1D} \quad (3)$$

where V_j^n and V_j^{n+1} are the water volume in the j th junction at time steps n and $n + 1$, Q_k^n is the discharge from pipe k into the junction, and $Q_{1D/2D}$ is the interaction discharge between the overland and the sewer network. The water level at the junction is computed from the water volume and the geometry of the manhole.

Model linkage

The interaction between the sewer and the overland flow models is a two-directional mass interchange at the manholes ($Q_{1D/2D}$ in Equation (3)). At the beginning of the simulation, the nearest element from the surface mesh is assigned to each manhole. During the simulation, three different cases are considered to compute $Q_{1D/2D}$ depending on the bed elevations and water levels at both the surface element and the manhole, following the work of Chen *et al.* (2007). These cases correspond to free weir (Equation (4)), submerged weir (Equation (5)) and orifice (Equation (6)) linkages and are computed as

$$Q_{1D/2D} = \text{sign}(z_{mh} - z_{2D}) \cdot c_w \cdot w_{mh} \cdot \sqrt{2g} (z_U - z_C)^{\frac{3}{2}} \quad (4)$$

$$Q_{1D/2D} = \text{sign}(z_{mh} - z_{2D}) \cdot c_w \cdot w_{mh} \cdot \sqrt{2g} (z_U - z_c)(z_U - z_L)^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

$$Q_{1D/2D} = \text{sign}(z_{mh} - z_{2D}) \cdot c_o \cdot A_{mh} \sqrt{2g} (z_U - z_L)^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

where Z_{mh} and Z_{2D} are respectively the water levels at the manhole and at the surface mesh element, c_w is the weir discharge coefficient, w_{mh} is the manhole perimeter, z_c is the maximum elevation between the top of the manhole and the corresponding mesh element, c_o is the orifice discharge coefficient, A_{mh} is the manhole area, and Z_U and Z_L are defined as $Z_U = \max(Z_{mh}, Z_{2D})$ and $Z_L = \min(Z_{mh}, Z_{2D})$. In the previous equations, we assumed that the discharge is positive when it flows from the sewer network to the surface. The free weir linkage equation is used when $Z_L < z_c < Z_U$. The submerged weir equation is used when $Z_U > Z_L > z_c$ and the water depth above the crest is lower than A_{mh}/w_{mh} . The orifice equation is used when $Z_U > Z_L > z_c$ and the water depth above the crest is higher than A_{mh}/w_{mh} .

To effectively couple both models, they are periodically synchronised. Every time they are synchronised, Z_U and Z_L are updated to compute discharge $Q_{1D/2D}$, which is kept constant until the next update. In the simulations presented in this paper, the surface and sewer models were synchronised with a period $\Delta t_{sync} = \max(\Delta t_{2D}, \Delta t_{1D})$, where Δt_{2D} and Δt_{1D} are respectively the time steps used to solve the overland flow and the sewer network equations. Because both models are explicit in time, these time steps are restricted by the Courant–Friederich–Levy (CFL) stability condition, implemented as

$$\Delta t_{1D} = \min \left(CFL_{1D} \frac{\Delta x_i}{|U|_i + c_i} \right) \quad (7)$$

$$\Delta t_{2D} = \min \left(CFL_{2D} \frac{d_j}{|U|_j + \sqrt{gh_j}} \right) \quad (8)$$

where CFL_{1D} and CFL_{2D} are the CFL conditions of each model (which must be smaller than one for numerical stability), Δx_i , c_i , and $|U|_i$ are respectively the length, wave celerity and modulus of the velocity at the i th element of the sewer network model, $d_j = A_j/P_j$ is the ratio between the area (A_j) and the perimeter (P_j) of the j th element of the overland flow model, $|U|_j$ is the modulus of the surface velocity and h_j is the water depth.

Experimental methodology

Experimental setup

The laboratory setup consists of a real-scale street section built in the Hydraulics Laboratory of the Center of Technological Innovation in Construction and Civil Engineering (CITEEC) at the University of A Coruña. The street section consists of a concrete tile pavement and a concrete roadway linked to a sewer drainage network. Table 1 lists the characteristic of the sewer network, which includes seven circular pipes with two different diameters and a lateral outflow channel with a rectangular cross section (Figure 1 and Figure 2). Three manholes, two of them at the roadway and a third one at the end of the lateral outflow channel, collect the runoff and convey it to the pipes. The elevations of the manholes are listed in Table 2. The pavement and the roadway are separated by a 15-cm-high concrete curb.

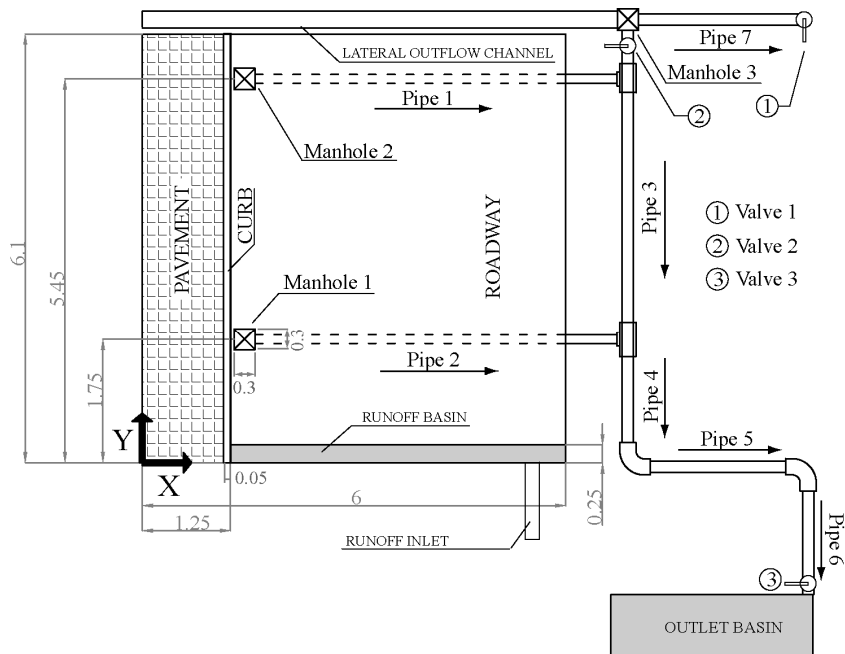
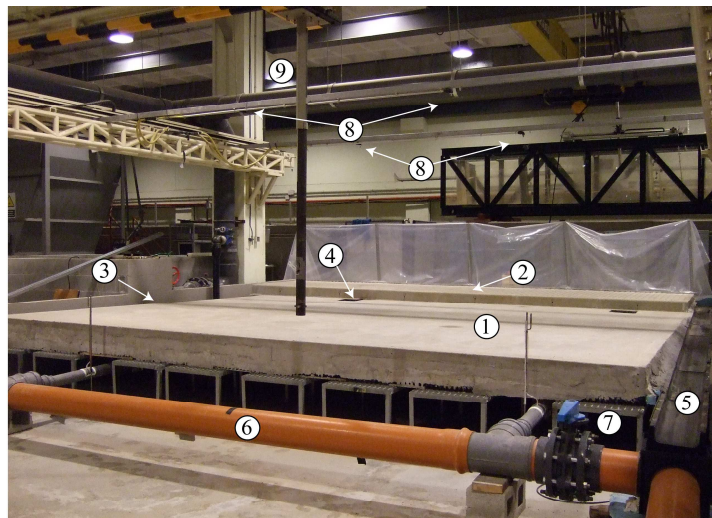


Figure 1. Geometry of the experimental setup. The drainage network is not drawn to scale. The arrows follow the slope direction.



1- Roadway 3- Runoff basin 5- Outflow channel 7- Valve 2 9- Positioner
2- Pavement 4- Manhole 6- Pipe 3 8- Diffusers

Figure 2. Photograph of the experimental setup showing the main elements.

Pipe	Interior diameter (mm)	Material	Slope (%)	Length (m)
1	85	Polypropylene	0.40	5.21
2	85	Polypropylene	3.13	5.21
3	190	PVC	1.03	3.71
4	190	PVC	0.91	2.75
5	190	PVC	5.07	1.70
6	190	PVC	1.26	2.55
7	190	PVC	1.57	1.7

Table 1. Characteristics of the pipes in the drainage network.

Manhole	Top elevation	Bottom elevation
1	0.515	0.235
2	0.495	0.215
3	0.358	0.134

Table 2. Elevations of the manholes.

A basin located in the upstream side of the street is used to generate surface runoff, which directly enters the street section through the upstream boundary. Rainfall is generated by means of four diffusers located 2 meters above the surface. The rain intensity distribution at the roadway surface was measured from the volume collected in a 25×25 cm grid of test tubes for 5 minutes. The rain intensity is higher under the diffusers and in the regions where the diffusers overlap. To illustrate the spatial pattern of the rainfall intensity, the rain intensity for rain event R2 is shown in Figure 3. Very similar patterns were observed for the other rainfall intensities used in the experiments.

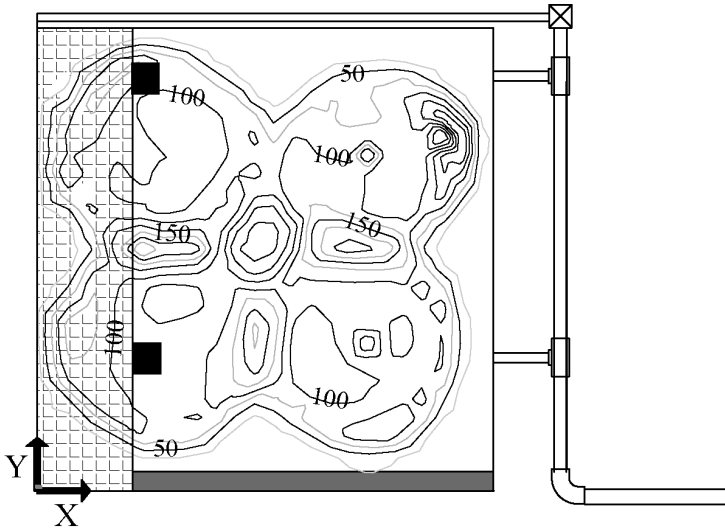


Figure 3. Rain intensity contours in millimeters per hour for rain event R2.

The topography of the surface was measured using an ultrasonic distance sensor held by a positioner located above the street. The positioner moved along the street measuring the profiles along the y axis with a spatial resolution of 6 mm. A profile was measured every 20 cm in the x axis. The measured topography is shown in Figure 4.

Experiment description

Five experiments with rainfall intensities and runoff discharges listed in Table 3 were performed. In all cases the rainfall and runoff inflows were held constant during the whole experiment. The first stage of the experiments was used to analyse the interaction between the overland flow and the sewer network under free surface flow conditions. At the beginning of the experiment, the rainfall and runoff intakes were simultaneously opened. After a certain time, which depended on the runoff and rainfall intensities for each specific experiment, a steady state was reached in both the street surface and the sewer network. During this first

stage, valves 2 and 3 were open and valve 1 was closed to derive the runoff conveyed by the lateral outflow channel into the sewer network. Under these conditions, the inflows were insufficient to surcharge the sewer network. At a specific time, referred to as closure time in Table 3, valves 2 and 3 were closed, which caused progressive surcharge of the network. This second stage of the experiments was used to analyse the evolution from free surface to surcharge conditions inside the sewer network.

Rain event	Mean rainfall intensity (mm/h)	Runoff discharge (l/s)	Closure time T_c (s)
R1	50	0	200
R2	75	0	
R3	90	0	
RRO1	50	1.4	
RRO2	75	2.6	

Table 3. Rainfall intensities and runoff discharges of the rain events

Measurement and instrumentation

The water depths and discharges inside the pipes were determined from the velocity profiles measured using ultrasonic Doppler velocimeters (UDVs), as described in Fraga *et al.* (2014). Five UDV sensors were distributed over the sewer network (points P1–P5 in Figure 4). Three of them were placed at the central point of pipes 3, 4, and 5, whereas the other two were located 4 meters downstream the manholes in pipes 1 and 2.

The water depth in the street surface was measured at six points in the roadway (points S1–S6 in Figure 4 and Table 4) and at both manholes using ultrasonic distance sensors (UB500-18GM75-I-V15) manufactured by Pepperl and Fuchs (Mannheim, Germany). The distance sensors were calibrated prior to

the experiments, and the output voltage of each sensor was linearly related to the measured distance. After calibration no further treatment of the signal was necessary.

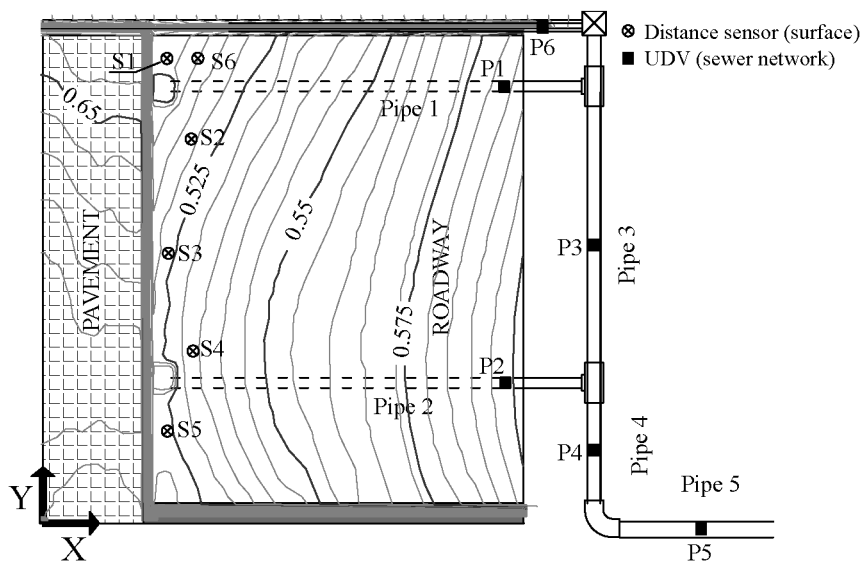


Figure 4. Topography of the street surface and location of the measurement points..

	S1	S2	S3	S4	S5	S6
X	1.55	1.93	1.50	1.80	1.48	1.80
Y	5.83	4.81	3.45	2.08	1.08	5.83

Table 4. Coordinates of the gauging points on the street surface.

Roughness characterisation

Preliminary simulations using typical Manning coefficients extracted from hydraulic reference manuals showed that the discharges conveyed into pipes 1 and 2 were very sensitive to the pavement and roadway roughness coefficients.

Therefore, the Manning coefficients of the surface materials were determined as described in Fraga *et al.* (2013). For each surface material, the water depths under steady uniform flow conditions in a 1D channel was measured for several discharges. The Reynolds numbers were then computed from the water depths to obtain the relationship shown in Figure 5, which was used in the simulations. For the pipe network and the lateral outflow channel, a Manning coefficient of $0.008 \text{ s} \cdot \text{m}^{-1/3}$ was used.

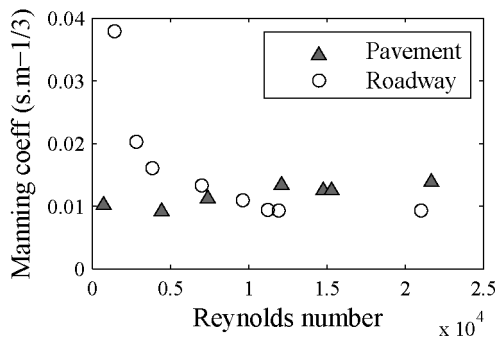


Figure 5. Manning coefficient versus Reynolds number.

Results and discussion

The experiments described in the previous section were used to evaluate the performance of the dual drainage model. For modelling purposes, the street surface was discretised using a structured mesh with 6-cm-long square elements, whereas the pipes in the sewer network were discretised using 0.2-m long elements. Wet-dry tolerance of 10^{-6} m and a CFL of 0.8 was specified for the surface and pipe network models. For this numerical setup, very similar time steps (approximately $5 \times 10^{-3} \text{ s}$) were obtained from Equations (7) and (8) in all experiments. In the following, the two stages of the experiments are separately analysed. The first stage extends from the beginning of the experiment until the

closure time, where a part-full stationary state in the sewer network was reached. The second stage extends from the closure time until the complete surcharge of the network.

Part-full conditions

The agreement between the computed and measured discharges in the sewer network before the closure time is shown in Figure 6 (the results of the computed and measured discharges in pipe 4 are not presented as the hydrographs are very similar to the ones in pipe 5 because no inflow or outflow occurred between them). In pipe 5, at the end of the sewer network, the hydrographs were correctly predicted by the numerical model, and the differences between the computed and measured discharges were below 2%. The shape of the hydrographs and the arrival times of the wet front to the different gauging stations were correctly simulated. The discharges in pipes 1 and 2 were very similar to the inflows from the street surface into the drainage network with a small time lag between them. In pipe 2 the computed discharges were slightly higher than the measured ones, whereas they were lower in pipe 1. These differences suggest small deviations in the water inflow into the sumps because the differences between the computed and measured discharges at the end of the network (pipe 5) were reduced. In the rainfall–runoff experiments (RRO1 and RRO2), a reverse flow occurred in pipe 3 at the early stage of the experiment, which was correctly reproduced by the numerical model in terms of magnitude and time. After this reverse flow, owing to the slope of the pipe and the water depths at the junction between pipes 2 and 3, the velocities in pipe 3 were too low and the discharges could not be accurately measured using the UDV. In the rainfall experiments in pipe 3 this reverse flow did not occur and the computed and measured discharges were consistent, although the rising limb of the hydrograph presented higher

differences than those in the other pipes. The discharges in pipe 1 for the RRO1 experiment are not shown in Figure 6 because the runoff was entirely collected by manhole 2; thus, R1 and RRO1 are equivalent in pipe 1.

It is interesting to notice the flood abatement observed in the experiments. Despite the relatively short length of the network (the longest distance from a manhole to the network outlet is approximately 15 m), the duration of the rising limbs of the hydrographs in pipe 5 nearly doubled those from pipes 1 and 2. This effect was accurately reproduced by the numerical model. In the rainfall–runoff experiments, this abatement was even more pronounced due to the reversal flow in pipe 3 at the early stages.

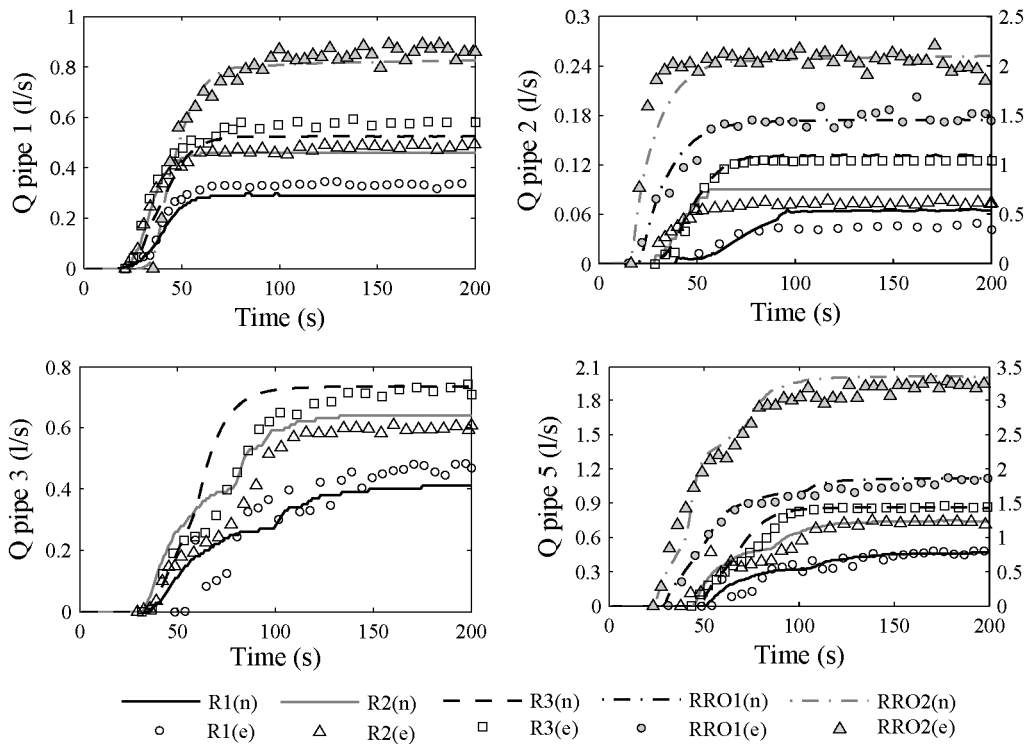


Figure 6. Computed and measured discharges in pipes 1, 2, 3, and 5. The secondary axis in pipes 2 and 5 correspond to the discharges in the rainfall–runoff experiments.

The evolution of the water depth in the pipes (Figure 7) shows that the measured values were slightly higher than the computed ones. A better agreement between the measured and computed values at the closure time was noticed for the pipes with larger diameters (pipes 3, 4 and 5). In these pipes the numerical–experimental differences were, in general, below 10% once the steady state was reached.

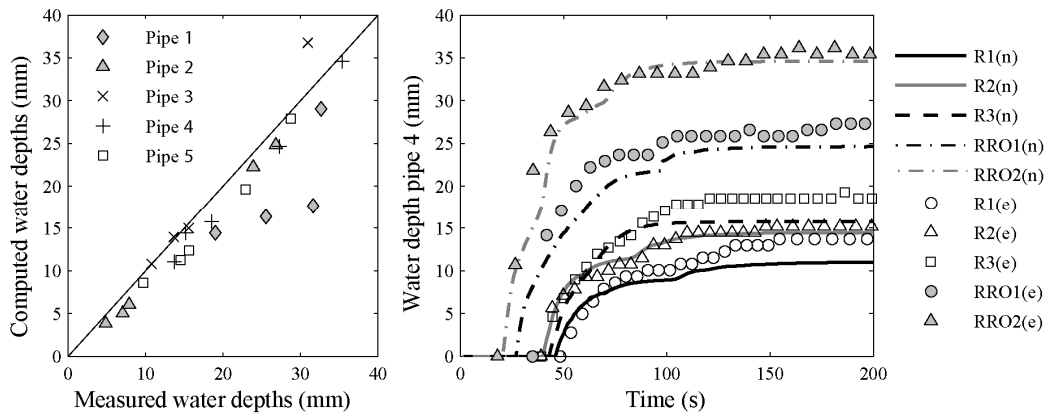


Figure 7. Correlation between the measured and computed water depths in the pipe network at the closure time (left). Evolution of the water depths until the closure times in pipe 4 (right).

Surcharge conditions

The computed and measured water depths inside the pipes during the transition from part-full to surcharged conditions were consistent in all experiments. The times at which the sewer network entered the pressurised conditions were correctly predicted by the model without any significant trend in the differences between the numerical and experimental results. As expected, an increase in the rainfall intensity and runoff discharge anticipated the surcharge of the network. The time evolution of the water depth in the pipes gradually increased, whereas

at the manholes it remained constant until the sewer network was surcharged and then rapidly increased, causing surcharge in the manhole in only a few seconds (Figure 8). For each experiment, the surcharge in pipes 1, 2 and 3 was nearly simultaneous due to the small slope of pipe 3, whereas a constant time lag existed between the times at which pipes 3, 4 and 5 entered the pressurised conditions (Figure 9). The time at which the manholes entered the surcharge conditions was correctly predicted, which suggests that the propagation of the pressure wave inside the sewer network was correctly computed by the numerical model. However, because no experimental measurements of the pressure inside the pipes are available, the magnitude of the pressure predicted by the model could not be verified.

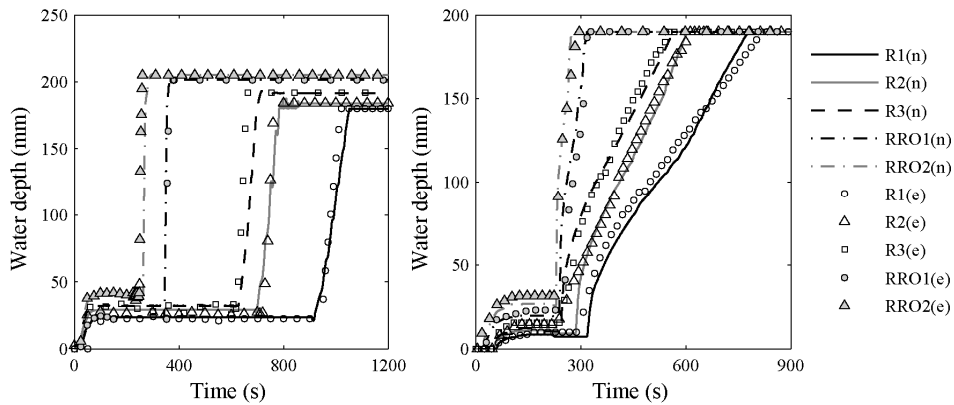


Figure 8. Evolution of the computed and measured water depths in (left) manhole 1 and (right) pipe 5.

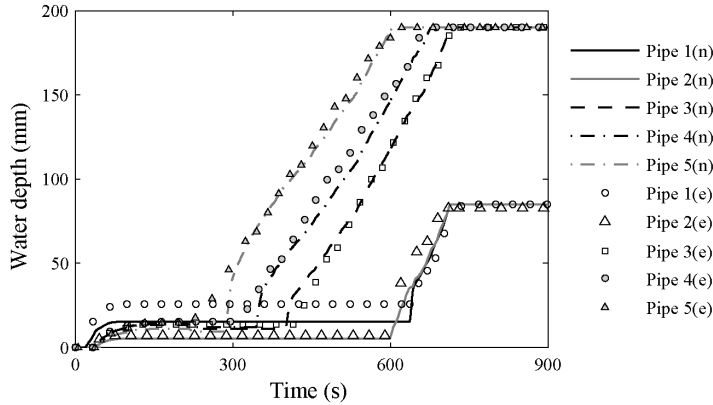


Figure 9. Water depth–time series in pipes 1 to 5 during the R2 experiment.

Figure 10 shows the evolution of the water depth in one of the gauging points located on the roadway surface, which is representative of the rest of the surface measurement points shown in Figure 4. At the beginning of the experiment, the water depth increased from zero to a constant value in a short time. In all experiments, this time was less than 2 minutes and was very similar among the different gauging points. When the manholes were surcharged, the water depth increased again to a second constant value. This second increase was even faster than the previous one and was well captured by the model.

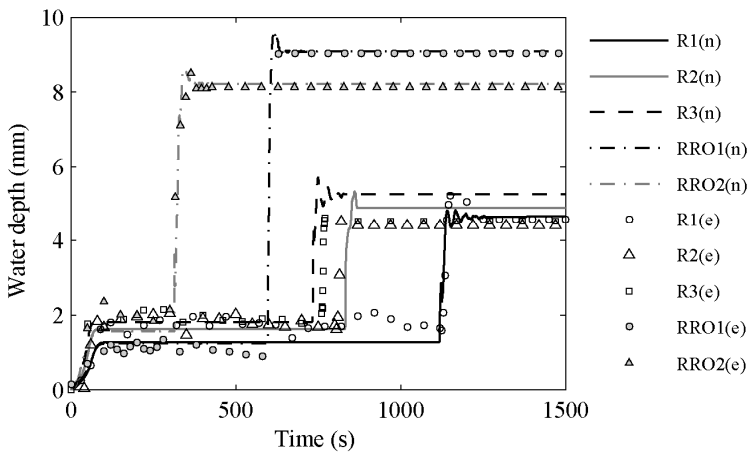


Figure 10. Water depths in measurement point S1. .

For water depths higher than approximately 2 mm the agreement between the computed and measured water depths was better, with deviations below 10% at most points (Figure 11). Measurement points 2 and 5, located near manholes 1 and 2, were the ones that presented higher deviations in most of the experiments, which is probably related to the differences in the inflows of pipes 1 and 2 previously discussed.

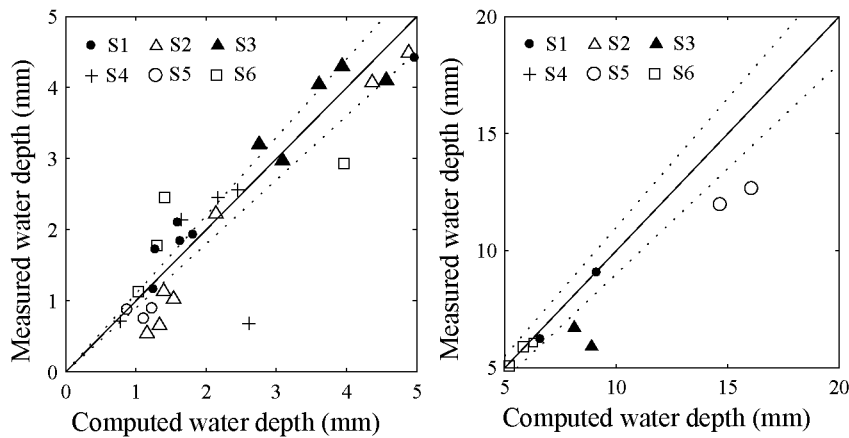


Figure 11. Comparison between the computed and measured water depths in the roadway surface measurement points. The solid line corresponds to a 1:1 agreement, and the dotted lines indicate a 10% deviation.

Conclusions

A 1D–2D dual drainage model to compute the rainfall-runoff transformation in urban environments has been described and validated using a new series of rainfall-runoff experiments in a real-scale street section, including unsteady part-full and pressure flow conditions in the sewer network. Measurements of the water depth and discharge at several locations of the drainage network were used to validate the model. The experimental measurements, the topography of the street and the configuration of the sewer

network are available to other researchers upon request to the corresponding author. The global agreement of the numerical results and the experimental data is very satisfactory. The rising limb of the hydrographs under free surface conditions and the steady part-full regime were correctly simulated in the entire network. The time evolution of the water depths from the free surface to pressurised conditions was also well predicted by the model, although the computed water depths in the sewer network were, in general, slightly lower than the measured ones, which could be probably due to the small errors in the definition of the pipe slope. Regarding the surface drainage component, the computed water depths in the roadway presented deviations from the measured values which were, in general, lower than 10%. However, to achieve this accuracy in the results, it was necessary to use a Reynolds dependent Manning coefficient for the roadway in the 2D overland flow model.

In all experiments, we observed that the discharge predictions were more accurate near the outlet of the drainage network where the differences between the computed and measured discharges were below 2%. The numerical errors in the pipes linked to the manholes were probably due to measurement errors in the roadway topography, which might have affected the quantity of surface runoff drained through each manhole. This result reveals the importance of topographic accuracy when the interaction between major and minor drainage systems is computed. Because all pipes converge at the sewer network outlet, the numerical errors in the upstream pipes tend to cancel each other at the end of the network. Therefore, a good numerical–experimental agreement in the outlet hydrograph neither guarantees a correct modelling of the surface drainage system nor the discharge distribution in the rest of the network. This result demonstrates the convenience of using not only the agreement with the outlet hydrograph as the

only performance measure but also the experimental measurements at different spatial locations for model calibration and validation.

The experimental setup described in this paper does not include all possible interactions between the major and minor drainage systems. Further experimental validations are therefore desirable to extend the analysis to other types of interactions between the major and minor drainage systems, particularly on flow conditions in which the water flows from the sewer network to the surface system.

References

- Altinakar, M.S., McGrath, M.Z., 2012. Parallelized Two-Dimensional Dam-Break Flood Analysis with Dynamic Data Structures. *World Environmental and Water Resources Congress 2012*, 20-24 May 2012 Albuquerque, 1513-1522.
- Arnbjerg-Nielsen, K., 2012. Quantification of climate change effects on extreme precipitation used for high resolution hydrologic design. *Urban Water Journal*, 9(2), 57–65
- Begnudelli, L., Sanders, B.F., Bradford, S.F., 2008. An adaptive Godunov-based model for flood simulation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134 (6), 714–725
- Butler, D., Davies, J., 2004. Urban drainage. CRC Press
- Capart, H., Eldho, T.I., Huang, S.Y., Young, D.L., Zech, Y., 2003. Treatment of natural geometry in finite volume river flow computations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 129 (5), 385-393.
- Cea, L., Legout, C., Darboux, F., Esteves, M., Nord, G., 2014. Experimental validation of a 2D overland flow model using high resolution water depth and velocity data. *Journal of Hydrology*, 513, 142-153.

- Cea, L., Vázquez-Cendón, M.E., 2012. Unstructured finite volume discretisation of bed friction and convective flux in solute transport models linked to the shallow water equations. *Journal of Computational Physics*, 231 (8), 3317-3339.
- Cea, L., Garrido, M., Puertas, J., 2010a. Experimental validation of two-dimensional depth-averaged models for forecasting rainfall-runoff from precipitation data in urban areas. *Journal of Hydrology*, 382, 88-102.
- Cea, L., Garrido, M., Puertas, J., Jácome, A., del Río, H., Suárez, J., 2010b. Overland flow computations in urban and industrial catchments from direct precipitation data using a two-dimensional shallow water model. *Water science and technology*, 62 (9), 1998-2008
- Chen, A.S., Hsu, M.H., Chen, T.S., Chang, T.J., 2005. An integrated inundation model for highly developed urban areas. *Water science and technology*, 51 (2), 221-229.
- Chen, A.S., Djordjevic, S., Leandro, J., Savic, D., 2007. The urban inundation model with bidirectional flow interaction between 2D overland surface and 1D sewer networks. *NOVATECH 2007*, 465-472.
- Danish Hydraulic Institute (DHI), 2008. Mike-Urban
- Djordjevic, S., Prodanovic, D., Ivetic, M., Savic, D., 2005. SIPSON simulation of interaction between pipe flow and surface overland flow in networks. *Water science and technology*, 52 (5), 275-283.
- Fraga, I., Cea, L., Puertas, J., 2013. Experimental study of the water depth and rainfall intensity effects on the bed roughness coefficient used in distributed urban drainage models. *Journal of hydrology*, 505, 266-275.
- Fraga, I., Cea, L., Puertas, J., Anta, J., 2014. A methodology to compute water discharge in pipes with a low depth-to-diameter ratio using ultrasonic Doppler velocimetry. *Journal of Hydraulic Engineering (in press)*

- Horritt, M.S., Bates, P.D., 2002. Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation. *Journal of hydrology*, 268 (1), 87-99.
- Hsu, M.H., Chen, S.H., Chang, T.J., 2000. Inundation simulation for urban drainage basin with storm sewer system. *Journal of hydrology*, 234 (1), 21-37.
- Jacobson, C.R., 2011. Identification and quantification of the hydrological impacts of imperviousness in urban catchments: A review. *Journal of environmental management*, 92 (6), 1438-1448.
- Leandro, J., Chen, A.S., Djordjević, S., Savić, D.A., 2009. Comparison of 1D/1D and 1D/2D coupled (sewer/surface) hydraulic models for urban flood simulation. *Journal of hydraulic engineering*, 135 (6), 495-504.
- Leandro, J., Djordjevic, S., Chen, A.S., Savic, D.A., Stanic, M., 2011. Calibration of a 1D/1D urban flood model using 1D/2D model results in the absence of field data. *Water science and technology*, 64 (5), 1016-1024.
- Leandro, J., Chen, A., Schumann, A. 2014. A 2D Parallel Diffusive Wave Model for floodplain inundation with variable time step (P-D Wave). *Journal of Hydrology*, 517 (19), 250-259.
- Lhomme, J., Bouvier, C., Mignot, E., Paquier, A., 2006. One dimensional GIS-based model compared to two-dimensional model in urban floods simulations. *Water science and technology*, 54 (6-7), 83-91.
- Liang, Q., Marche, F., 2009. Numerical resolution of well-balanced shallow water equations with complex source terms. *Advances in water resources*, 32 (6), 873-884.
- Maksimović, Č., Prodanović, D., Boonya-Aroonnet, S., Leitao, J.P., Djordjević, S., Allitt, R., 2009. Overland flow and pathway analysis for modelling of urban pluvial flooding. *Journal of hydraulic research*, 47 (4), 512-523.

- Mark, O., Weesakul, S., Apirumanekul, C., Aroonnet, S.B., Djordjević, S., 2004. Potential and limitations of 1D modelling of urban flooding. *Journal of hydrology*, 299 (3), 284-299.
- Neal, J., Fewtrell, T., Trigg, M., 2009. Parallelisation of storage cell flood models using OpenMP. *Environmental modelling and software*, 24, 872–877
- Paquier, A., Tanguy, J. M., Haider, S., Zhang, B., 2003. Estimation des niveaux d'inondation pour une crue éclair en milieu urbain: comparaison de deux modèles hydrodynamiques sur la crue de Nîmes d'octobre 1988. *Revue des sciences de l'eau /Journal of Water Science*, 16 (1): 79-102.
- Roe, P. L., 1986. Discrete models for the numerical analysis of time-dependent multidimensional gas dynamics, *Journal of Computational Physics*, 63: 458–476
- Rossman, L.A., 2010. Storm water management model user's manual, version 5.0. National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development, US Environmental Protection Agency
- Seyoum, S.D., Vojinovic, Z., Price, R.K., Weesakul, S., 2011. Coupled 1D and non inertia 2D flood inundation model for simulation of urban flooding. *Journal of hydraulic engineering*, 138 (1), 23-34.
- Sanders, B.F., Schubert, J.E., Gallegos, H.A., 2008. Integral formulation of shallow-water equations with anisotropic porosity for urban flood modeling, *Journal of hydrology*, 362, 19–38.
- Sanders, B.F., Bradford, S.F., 2010. Network implementation of the two-component pressure approach for transient flow in storm sewers. *Journal of hydraulic engineering*, 137 (2), 158-172.
- Sanders, B.F., Schubert, J.E., Detwiler, R.L., 2010. ParBreZo: A parallel, unstructured grid, Godunov-type, shallow-water code for high-resolution

- flood inundation modeling at the regional scale. *Advances in water resources*, 33, 1456–1467.
- Smith, L. S., Liang, Q., Quinn, P. F. 2014. Towards a hydrodynamic modelling framework appropriate for applications in urban flood assessment and mitigation using heterogeneous computing. *Urban Water Journal*, (ahead-of-print), 1-12.
- Soares-Frazão, S., Lhomme, J., Guinot, V., Zech, Y., 2008. Two dimensional shallow-water model with porosity for urban flood modelling. *Journal of hydraulic research*, 46 (1), 45–64.
- Testa, G., Zuccalà, D., Alcrudo, F., Mulet, J., Soares-Frazão, S., 2007. Flash flood flow experiment in a simplified urban district. *Journal of hydraulic research*, 45 (Extra Issue), 37–44.
- van Dijk, E., van der Meulen, J., Kluck, J., Straatman, J.H.M., 2014. Comparing modelling techniques for analysing urban pluvial flooding. *Water science and technology*, 69 (2), 305-311.
- Vasconcelos, J.G., Wright, S.J., Roe, P.L., 2006. Improved simulation of flow regime transition in sewers: Two-component pressure approach. *Journal of hydraulic engineering*, 132 (6), 553-562.
- Vacondio, R., Dal Palù, A., Mignosa, P., 2014. GPU-enhanced Finite Volume Shallow Water solver for fast flood simulations. *Environmental modelling and software*, 57, 60–75
- Vojinovic, Z., Tutulic, D., 2009. On the use of 1D and coupled 1D-2D modelling approaches for assessment of flood damage in urban areas. *Urban water journal*, 6 (3), 183-199.
- Wu, W., 2004. Depth-averaged two-dimensional numerical modeling of unsteady flow and nonuniform sediment transport in open channels, *Journal of hydraulic engineering*, 130 (10), 1013–1024

- Wu, X., Yu, D., Chen, Z., Wilby, R.L., 2012. An evaluation of the impacts of land surface modification, storm sewer development, and rainfall variation on water logging risk in Shanghai. *Natural hazards*, 63 (2), 305–323.
- Zoppou, C., 2001. Review of urban storm water models. *Environmental modelling and software*, 16(3), 195-231

Integrated 2D model of rainfall-runoff and 1D model of sewer network

Ignacio Fraga¹, Luis Cea² and Jerónimo Puertas³

¹ Water and Environmental Engineering, University of A Coruña, Spain ignacio.fraga@udc.es

² Water and Environmental Engineering, University of A Coruña, Spain lcea@udc.es

³ Water and Environmental Engineering, University of A Coruña, Spain jpuertas@udc.es

EXTENDED ABSTRACT

A new integrated 1D/2D model to compute the interaction between surface rainfall runoff and sewer network in urban areas is presented. This paper presents the hydrodynamic and sediment transport modules.

Model description

The 1D sewer flow model is based on the 1D Saint-Venant equations and considers free-surface and pressure flow conditions. The St.Venant equations are solved with a finite volume solver. Numerical fluxes in pipes are computed using a modified version of the HLL Riemann solver. Boundary fluxes at junctions between pipes and manholes are computed with specific formulae. Two formulations are implemented to compute pressure flow conditions: Preissman's slot and Two-component Pressure Approach (TPA) described in (Sanders and Bradford, 2011). Frequent elements in sewer nets, such as valves, detention tanks and pumps are also modeled.

A sediment transport module is linked to the hydrodynamic module, computing potential transport. Due to the wide variations in the characteristics of the sediments present in urban basins, several types of pollutants are considered, defined by diameter and density. Once flow velocities and shear stresses are obtained, the entrainment of each type of sediment is characterized by computing potential bed load, suspended transport and deposition. Effective transport is computed from the obtained potential transport considering the available mass of each type of sediment. Variations in the thickness of the sediment layer and in the pipe section are then calculated. For both critical shear stress and solid transport different empirical formulae are implemented.

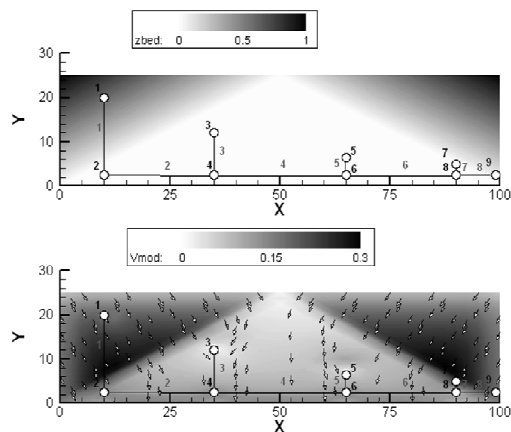
The 2D model includes an unstructured finite volume solver for the 2D Saint-Venant equations. A detailed description of the code can be found in (Cea et al, 2007). This code has been validated in many hydraulic and hydrological studies in the last years. A recently implemented algorithm calculates rainfall runoff transformation from direct precipitation data.

Models linkage

Linkage between 1D and 2D models takes place through manholes, where water and pollutant mass can be both inputs and outputs. Different discharge equations are used, depending on the water level in the sewer network and on the overland flow. Description of used formulae can be found in (Chen et al, 2007)

Model verification

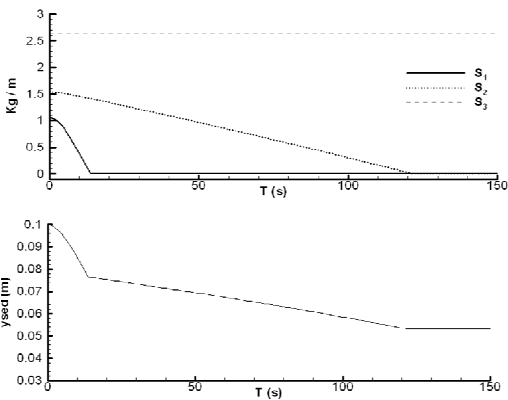
The integrated model is applied to two cases. The first one is a simple case, consisting in a 100x25 m., idealized square basin with three sloping surfaces. The sewer net has 8 pipes and 9 manholes, and the whole net is initially dry. All the pipes have a slope of 5‰ and a Manning coefficient of $0.015 \text{ s.m}^{-1/3}$. A constant rainfall intensity of 500 mm/h is defined for the whole surface and critical water depth is imposed at the surface outlet. No sediment transport is considered in this case. Stationary results are detailed in Figure 1 and Table 1



Pipe	Diameter (m)	Q (l/s)	Water depth (cm)
1	0.25	1.61	3.6
2	0.5	16.0	8.9
3	0.25	30.6	17.5
4	0.5	60.4	17.4
5	0.25	27.2	16.1
6	0.5	100.6	23.1
7	0.25	15.8	11.5
8	0.5	127.1	26.4

Figure 1(left), topography and velocities in the basin. Table 1 (right) sewer net results

The second case is used to verify the sediment transport module. It consists in a single pipe of 4 meters long with a slope of 1.25%, diameter of 0.5m and a sediment layer of 10 cm. Sediment characteristics are detailed in Table 2. A constant inflow discharge of 95 l/s is imposed and Macke formulation is used in order to compute the sediment transport and the evolution of the sediment layer thickness. Results show suspended transport for sediment type 1, bed load for type 2 and no transport for type 3, as shear stress are lower than entrainment threshold.



Sediment type	Diam. (µm)	Density (T/m3)	Init. mass (kg)	Final mass (kg)
1	400	1.4	4.38	0
2	600	2.0	6.25	0
3	8500	2.6	10.84	10.84

Table 2. Sediment characteristics and total mass results. Figure 2 Mass per unit length (top left) and sediment layer thickness (bottom left).

References

- Cea L., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E. (2007).Depth averaged modelling of turbulent shallow water flow with wet-dry. *ARCME*,14(3)
- Sanders B., Bradford S., (2011). Network implementation of the two-component Pressure approach for transient flow in storm sewers. *Journal of Hydraulic Engineering*,137
- Chen A., Djordjević S., Leandro J., Savić D. (2007). The urban inundation model with bidirectional flow interaction between 2D overland surface and 1D sewer networks. *Novatech*